

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

FACULTÉ DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL



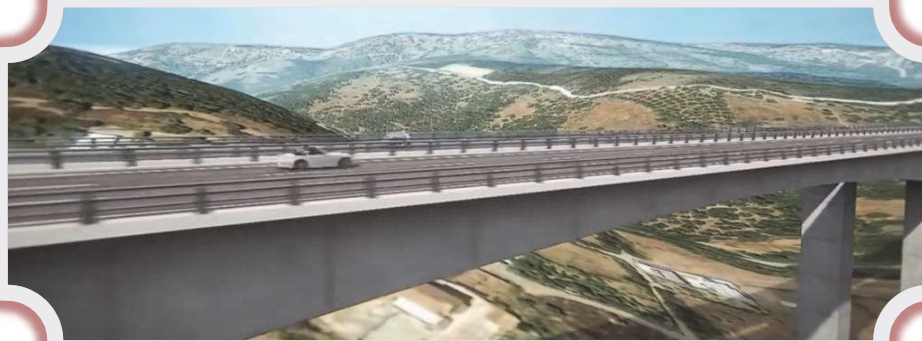
Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de master en Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)

THEME

Etude d'un tablier de pont en béton précontraint construit en encoberlements successifs



Proposé par la DTP

Réalisé par :

 HAOUCHINE Ourida
 DAHLAB Rabah

Encadré par :

Mr. HAMMOUM

Promotion 2015-2016

Remerciement

*NOUS TENONS A REMERCIER LE BON DIEU QUI NOUS A DONNE
LE COURAGE ET LA PATIENCE POUR ACHEVER CE MODESTE TRAVAIL.*

*NOUS TENONS A PRESENTER NOS VIFS REMERCIEMENTS A
NOTRE PROMOTEUR ET ENSEIGANT M^R **Smail GABI**, QUI NOUS A
GUIDE POUR REALISER CE TRAVAIL AVEC DES ORIENTATIONS ET DES
CONSEILS PRECIEUX.*

*NOUS TENONS A EXPRIMER UN GRAND MERCI ET UNE SINCERE
GRATITUDE A NOS ENSEIGNANTS QUI ONT CONTRIBUE A NOTRE
FORMATION AVEC BEAUCOUP DE COMPETENCE, SANS OUBLIER LE
PERSONNEL DE LA BIBLIOTHEQUE DE DEPARTEMENT.*

*NOUS REMERCIONS LES MEMBRS DU JURY, QUI NOUS FONT
L'HONNEUR DE JUGER NOTRE TRAVAIL.*

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à:

- + mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin qui ce sont sacrifié toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- + à la mémoire de mon cousin «ALI» paix à son âme*
- + Mon grand frère, et ma petite sœur.*
- + Ma grand sœur et son mari «Malik» ainsi sa famille.*
- + Toute ma grande famille paternelle et maternelle.*
- + Tous mes ami(e)s, de Tala-Amara et de Tizi-Ouzou.*
- + Toute la promotion V.O.A et a l'ensemble de la Promotion génie civil 2015/2016.*
- + ma binôme OURIDA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Rabah DAHLAB



DÉDICACES



Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail, que je dédie à Mes parents pour leurs amours, leurs soutiens et leurs confiances. Rien n'aurait été possible sans eux.

A ma plus belle étoiles qui peut exister dans l'univers ; ma chère mère, qui n'a pas cessée de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me la garde en très bonne santé.

À ceux que j'aime et je respecte:

Mes oncles :RABAH, NADJI, HOUCINE FERRADJ, MHAMMED, MOUSSA, HCENE

À mes chères sœurs, SAMIA, WASSILA, NADIA

À mon cher frère, SAID

À mes grandes mers

A tous mes ami(e)s, SADIA, LILA, LINDA, KATIA, WASSILA,

HOCINE, AMAR, TOUFIK, BILAL...

A toute ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce long parcours, celle qui m'a offerte tout l'amour.

À Tous mes enseignants du primaire à l'UMMTO

À toute la promotion '07 .O .A

À mon binome RABAH

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

Merci à tous.



HAOUCHINE Ourida



SOMMAIRE

| | |
|----------------------------|---|
| Introduction générale..... | 1 |
|----------------------------|---|

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

| | |
|-----------------------------------|---|
| Introduction..... | 2 |
| 1. présentation de l'ouvrage..... | 2 |
| 2. Situation de l'ouvrage..... | 2 |
| 3. Données fonctionnelles | 2 |
| 3.1. Tracé en plan | 3 |
| 3.2. Profil en long | 3 |
| 3.3. Profil en travers..... | 3 |
| 4. Données naturelles..... | 4 |
| 4.1. Données géotechniques..... | 4 |
| 4.2. Données climatiques..... | 4 |
| 5. conclusion | 4 |

CHAPITRE II : CHOIX DU TYPE DE L'OUVRAGE

| | |
|---|---|
| Introduction..... | 5 |
| 1. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage..... | 5 |
| 2. Proposition des variantes..... | 5 |
| 3. Exposition des variantes..... | 5 |
| 3.1. Variante N°1 : Pont à mixte..... | 5 |
| 3.2. Variante N°2 : Pont à poutres multiples en béton précontraint..... | 7 |
| 3.3. Variante N°3 : Pont a caisson construit par encorbellements successifs.... | 8 |
| 4. Critique et Analyse multicritère..... | 9 |
| 4.1. Variante N°1 : Pont à mixte..... | 9 |
| 4.2. Variante N°2 : Pont à poutres multiples en béton précontraint..... | 9 |
| 4.3. Variante N°3 : Pont a caisson construit par encorbellements successifs.... | 9 |
| 5. Conclusion..... | 9 |

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

| | |
|--|-----------|
| Introduction..... | 10 |
| 1.Le Béton..... | 10 |
| 1.1.Dosage..... | 10 |
| 1.2.Densité..... | 10 |
| 1.3.La résistance à la compression..... | 10 |
| 1.4.La résistance à la traction..... | 11 |
| 1.4.1. Contrainte de calcul à l'état limite ultime (ELU)..... | 11 |
| 1.4.2. Contrainte de calcul à l'état limite de service (ELS)..... | 12 |
| 1.5.Déformation longitudinale du béton..... | 12 |
| 1.6.Module de Déformation transversale du béton..... | 12 |
| 2.Les aciers..... | 13 |
| 2.1.Les aciers passifs..... | 13 |
| 2.1.1.La contrainte limite de traction à l'état limite ultime (ELU)..... | 13 |
| 2.1.2.La contrainte limite de traction à l'état limite de service (ELS)..... | 13 |
| 2.2. Les aciers actifs..... | 14 |
| 2.2.1.Caractéristiques mécaniques..... | 14 |
| 2.2.2.Caractéristiques géométriques des câbles..... | 15 |
| 3.Conclusion | 15 |

CHAPITRE IV : PRÉDIMENSIONNEMENT DES VOUSOIRS

| | |
|---|-----------|
| Introduction..... | 16 |
| 1. Pré dimensionnement de la structure longitudinale..... | 16 |
| 1.1.Répartition des travées..... | 16 |
| 1.2.Hauteur des voussoirs..... | 17 |
| 1.2.1. Hauteur sur pile..... | 17 |
| 1.2.2. Hauteur à la clé..... | 17 |
| 1.3.Découpage des voussoirs..... | 17 |
| 2.Pré dimensionnement de la section transversale (voussoir)..... | 18 |
| 2.1. Choix et forme de la section transversale..... | 18 |
| 2.2.Les âmes..... | 19 |
| 2.2.1. Épaisseur des âmes « e_a »..... | 19 |

| | |
|--|-----------|
| 2.2.2. Entraxe des âmes « b »..... | 19 |
| 2.3. L'hourdis..... | 19 |
| 2.3.1.Epaisseur du hourdis supérieur « e _s »..... | 19 |
| 2.3.2.Epaisseur du hourdis inférieur..... | 20 |
| 2.4.Les goussets..... | 20 |
| 2.4.1.Gousset supérieur..... | 21 |
| 2.4.1.Gousset inférieure..... | 21 |
| IV.3.Conclusion..... | 22 |

CHAPITRE V : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

| | |
|---|-----------|
| Introduction..... | 23 |
| 1.Caractéristique géométrique..... | 23 |
| 2. Section sur culée (et clé)..... | 24 |
| 3. Section sur pile..... | 25 |
| 2.1 Section vide..... | 25 |
| 2.2 Section plein..... | 27 |
| 4.Loi de variation des différents paramètres géométriques..... | 28 |
| 4.1. Variation des paramètres géométriques à la travée de rive..... | 28 |
| 4.2. Variation des paramètres géométriques à demi-travée intermédiaire..... | 30 |
| 5.Conclusion..... | 32 |

CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES

| | |
|--|-----------|
| Introduction..... | 34 |
| 1. Caractéristiques du pont..... | 34 |
| 1.1.La largeur roulable L _R | 34 |
| 1.2.La largeur chargeable L _C | 34 |
| 1.3. Largeur totale L _T | 34 |
| 1.4. Nombre de voies de circulation..... | 34 |
| 1.5.La largeur de la voie..... | 34 |
| 1.6.Classe du pont..... | 35 |
| 2. Classification des charges..... | 35 |

| | |
|--|-----------|
| 2.1. Les charges hors trafic..... | 35 |
| 2.1.1. Les charges permanentes..... | 35 |
| 2.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP)..... | 36 |
| 2.1.2.1 Revêtement..... | 36 |
| 2.1.2.2. Poids du dispositif de sécurité «P _{ds} »..... | 36 |
| 2.1.2.3. Poids de la corniche et trottoirs..... | 37 |
| 2.2. Les charges dues au trafic..... | 38 |
| 2.2.1. Charges routières | 38 |
| 2.2.1.1. Système de charges A (L)..... | 38 |
| 2.2.1.2. Système de charge B..... | 41 |
| 2.2.1.3. surcharges militaire Mc120..... | 45 |
| 2.2.1.4. convoi exceptionnel D240 | 46 |
| 3. Autres surcharges..... | 47 |
| 3.1. Surcharges sur les trottoirs St..... | 47 |
| 3.1.1. Charges locales (Cl)..... | 47 |
| 3.1.2. Charges générales(Cg)..... | 47 |
| 3.2. Effort de freinage | 47 |
| 3.2.1. Effort de freinage correspondant à la charge A(L)..... | 47 |
| 3.2.2. Effort de freinage correspondant à la charge B _c | 48 |
| 3.3. Force centrifuge..... | 48 |
| 4. Gradient thermique..... | 48 |
| 5. Le séisme..... | 49 |
| 6. Les surcharges de chantier..... | 49 |
| 6.1. Charges de chantier aléatoires..... | 49 |
| 6.2. Charges de chantier connues (Equipage mobile)..... | 50 |
| 6.3. Effet du vent..... | 50 |
| 6.4. La neige..... | 50 |
| 6.5. Surcharges accidentelles F _A | 50 |
| 7. Les combinaisons de charges | 50 |
| 7.1. Les coefficients de majoration..... | 51 |
| 7.1. Les combinaisons d'actions..... | 51 |
| 8. Conclusion | 52 |

CHAPITRE VII : ÉTUDE LONGITUDINALE

| | |
|--|-----------|
| Introduction..... | 54 |
| 1. Phases de réalisation..... | 54 |
| 1.2. Les charges à prendre en compte..... | 55 |
| 1.2.1. Charges permanentes du tablier (G)..... | 55 |
| 1.2.2. Les surcharges de chantier..... | 55 |
| 1.1.3. Effet du vent..... | 55 |
| 1.1.4. Surcharges accidentelles F_A | 55 |
| 1.3.Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau..... | 56 |
| 1.3.1. Cas 1 : le demi-fléau de 69 m..... | 56 |
| 1.3.2. Cas 2: le demi-fléau de 74 m..... | 63 |
| 1.4. Etude de la stabilité des fléaux..... | 69 |
| 1.4.1.Actions accidentelles (FA) sur le demi-fléau de 69m..... | 69 |
| 1.4.2..Actions accidentelles (FA) sur le demi-fléau de 74m..... | 71 |
| 1.5.Combinaisons d'actions:(SETRA [Réf.6])..... | 72 |
| 1.5.1.Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)..... | 72 |
| 1.5.2.Combinaisons accidentelles de construction (type B)..... | 73 |
| 1.5.3.Conclusion..... | 74 |
| 2.Etude longitudinale en service..... | 75 |
| 2.1. Présentation du logiciel..... | 76 |
| 2.2. Modélisation..... | 76 |
| 2.3. Combinaisons de calcul..... | 76 |
| 3.Conclusion..... | 79 |

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

| | |
|---|-----------|
| Introduction..... | 80 |
| 1. Etude de la précontrainte de fléau..... | 80 |
| 1.1.Calcul de la précontrainte de fléau..... | 80 |
| 1.2.Détermination du nombre de câbles de fléau..... | 81 |
| 1.2.1.Cas 1 : le demi-fléau de 69 m..... | 82 |
| 1.2.2.Cas 2 : le demi-fléau de74 m..... | 82 |

| | |
|---|------------|
| 1.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir..... | 83 |
| 1.3.1.Cas 1 : le demi-fléau de 69 m..... | 83 |
| 1.3.2.Cas 1 : le demi-fléau de 74 m..... | 84 |
| 1.4.Position et enrobage des câbles..... | 84 |
| 1.4.1.Cas 1 : le demi-fléau de 69 m..... | 84 |
| 1.4.2.Cas 2 : le demi-fléau de 74 m..... | 85 |
| 1.5.Etude du tracé des câbles..... | 85 |
| 1.5.1.Etude du tracé des câbles en élévation..... | 85 |
| 1.5.2.Etude du tracé des câbles en plan..... | 90 |
| 1.6.Les pertes de tension..... | 92 |
| 1.6.1. Pertes instantanées | 93 |
| 1.6.2. les pertes différées..... | 99 |
| 1.6.3.Calcul des pertes totales..... | 103 |
| 1.7. Vérification des contraintes en phase de construction..... | 104 |
| 1.7.1. Cas 1 : Le demi-fléau de 69 m..... | 105 |
| 1.7.2. Cas 2 : Le demi-fléau de 74 m..... | 105 |
| 2.Etude de la précontrainte de continuité..... | 106 |
| 2.1. Les câbles de continuité..... | 106 |
| 2.2. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée..... | 106 |
| 2.2.1.Câblage de la travée de rive..... | 106 |
| 2.2.2.Câblage de la travée intermédiaire..... | 107 |
| 2.3.Les pertes de précontrainte..... | 108 |
| 2.3.1. Travée de rive..... | 108 |
| 2.3.2. Travée intermédiaire..... | 108 |
| 2.4.Vérification des contraintes en phase de service..... | 109 |
| 2.4.1. Travée de rive..... | 110 |
| 2.4.2. Travée intermédiaire..... | 110 |
| 3.Conclusion..... | 111 |

| | |
|--|------------|
| 6.1. Voussoir sur pile | 128 |
| 6.2. Voussoir sur culée | 128 |
| 7. Vérification poinçonnement | 129 |
| 8. Vérification des âmes au flambement..... | 129 |
| 9 .Etude et ferrailage du bossage | 130 |
| 9.1. Ferrailage du bossage | 131 |
| 9.2. Bossage à un seul ancrage | 131 |
| 10. Conclusion. | 132 |

CHAPITRE X : RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

| | |
|---|------------|
| Introduction..... | 133 |
| 1.Détermination de l'effort tranchant..... | 133 |
| 1.1. Effort tranchant dû aux charges extérieures..... | 133 |
| 1.2. Effort tranchant dû à la précontrainte..... | 133 |
| 1.3. Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL)..... | 133 |
| 2.Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement.. | 134 |
| 3.Conclusion..... | 136 |

CHAPITRE XI : ÉQUIPEMENT DE PONT

| | |
|---|------------|
| Introduction..... | 137 |
| 1.joint de chaussée..... | 137 |
| 1.1. Types de joints de chaussée..... | 137 |
| 1.2. Calcul du souffle des joints..... | 138 |
| 1.2.1. Dilatation thermique..... | 139 |
| 1.2.2. Retrait..... | 139 |
| 1.2.3. Fluage..... | 140 |
| 1.2.4.Souffle sismique..... | 140 |
| 1.3. Type de joint choisi..... | 140 |
| 2. Appareils d'appui..... | 141 |
| 2.1. Types d'appareils d'appuis..... | 142 |
| 2.2. Les appareils d'appuis en élastomère fretté..... | 142 |

CHAPITRE IX : ÉTUDE TRANSVERSALE

| | |
|---|------------|
| Introduction..... | 112 |
| 1. Modalisation | 112 |
| 2. Définition des charges | 113 |
| 2.1. Les charges permanentes..... | 113 |
| 2.1.1 Poids propre (pp) : | 113 |
| 2.1.2. Les sur charges d'exploitations | 113 |
| 2.1.3. Charges sur les trottoirs : | 114 |
| 3. Les combinaisons d'actions | 114 |
| 4. Les résultats après calculs : | 114 |
| 4.1. Section sur pile : | 115 |
| A l'ELU : | 115 |
| A l'ELS : | 116 |
| 4.2. Section a la clé | 118 |
| A l'ELU : | 118 |
| A l'ELS : | 119 |
| 5. FERRAILLAGE | 121 |
| 5.1. Données du problème | 122 |
| 5.2. Ferrailage en flexion simple pour les dalles | 122 |
| 5.2.1. Sens transversal | 122 |
| 5.2.2. Sens longitudinal..... | 122 |
| 5.3. Ferrailage en flexion composé pour les âmes | 122 |
| 5.3.1. Calcul du moment fictif | 122 |
| 5.3.2. Calcul du moment réduit | 122 |
| 5.3.3. Armatures fictives | 123 |
| 5.3.4. Armatures réelles | 123 |
| 5.3.5. Condition de non fragilité | 123 |
| 5.4. Ferrailage des voussoirs | 123 |
| 5.4.1. Voussoir près de la pile | 123 |
| 5.4.2. Voussoir près de la culée..... | 125 |
| 6. Vérification de l'effort tranchant | 127 |

| | |
|---|------------|
| 2.2.1. matériaux constituant..... | 142 |
| 2.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui..... | 143 |
| 2.2.3. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action..... | 143 |
| 2.2.4. Compression : Sous réaction verticale..... | 143 |
| 2.2.5. Distorsion : Déformation angulaire..... | 144 |
| 2.2.6. Rotation : compression partielle..... | 145 |
| 2.2.7. La limitation de la contrainte de cisaillement..... | 145 |
| 2.2.8. La condition de non cheminement et non glissement..... | 145 |
| 2.2.9. Condition de non flambement..... | 146 |
| 2.2.10. Condition de non soulèvement..... | 146 |
| 2.2.11 Dimensionnement des frettes..... | 146 |
| 2.3. Conclusion..... | 147 |
| 3. Les dés d'appui..... | 147 |
| 3.1. Fonction des dés d'appuis..... | 147 |
| 3.2. Dimensions de dés d'appuis..... | 148 |
| 3.3. Ferrailage des dés d'appuis..... | 148 |
| 4. Le revêtement du tablier..... | 149 |
| 4.1. Couche d'étanchéité..... | 149 |
| 4.2. Couche de roulement..... | 150 |
| 5. Dispositifs retenue..... | 150 |
| 5.1. Les glissières de sécurité..... | 150 |
| 5.2. Le garde-corps..... | 150 |
| 5.3. L'éclairage..... | 150 |
| 6. Corniches..... | 150 |
| 7.Évacuation des eaux..... | 151 |
| 8. Conclusion..... | 151 |
| <hr/> | |
| Conclusion générale..... | 152 |

Bibliographiques

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure I.1: Situation géographique de l'ouvrage (photo satellite extrait de Google Earth) | 2 |
| Figure I.2 : tracé en plan | 3 |
| Figure I.3 : profil en long de la voie portée | 3 |
| Figure I.4 : Profil en travers | 4 |
| Figure I.5 formation du sol | 4 |
| <hr/> | |
| Figure II.1 : pont mixte | 6 |
| Figure II.2 : Coupe transversale du tablier | 6 |
| Figure II.3: pont a poutres multiples en béton précontraint. | 7 |
| Figure II.4 : Ponts à caissons. | 8 |
| <hr/> | |
| Figure III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU | 11 |
| Figure III.2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99) | 13 |
| Figure III.3 : Acier actif (19T15) | 14 |
| Figure III.4 : Diagramme contraintes. déformations des aciers de précontrainte | 15 |
| <hr/> | |
| Figure IV.1: Distribution des travées | 16 |
| Figure IV.2: Découpage en voussoirs | 17 |
| Figure IV.3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes | 19 |
| Figure IV.4 : Gousset supérieur..... | 20 |
| Figure IV.5 : Gousset inférieure..... | 21 |
| Figure IV.6 : La section du voussoir sur pile..... | 21 |
| Figure IV.7: La section du voussoir à la clé..... | 22 |
| <hr/> | |
| Figure V.1 : Voussoir sur culée | 24 |
| Figure V.2 : Voussoir sur pile vide | 25 |
| Figure V.3 : Voussoir plein sur pile | 27 |
| Figure V.4 : Variation de la hauteur de la travée de rive..... | 28 |
| Figure V.5 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive. | 28 |
| Figure V.6 : Variation de la section de la travée de rive..... | 29 |

| | |
|--|----|
| Figure V.7 : Variation de l'inertie de la travée de rive..... | 29 |
| Figure V.8 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire..... | 30 |
| Figure V.9 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire..... | 31 |
| Figure V.10 : Variation de la section de la travée intermédiaire..... | 31 |
| Figure V.11: Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire..... | 31 |
| <hr/> | |
| Figure VI.1 : Schéma explicatif des différentes largeurs du pont. | 34 |
| Figure VI.2 : Glissière de sécurité..... | 36 |
| Figure VI.3 : Schéma d'un garde corps. | 37 |
| Figure VI.4: Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche. | 37 |
| Figure VI.5: Charges routières..... | 38 |
| Figure VI.6: Les différents cas de placement de la charge A(l) sur le tablier..... | 40 |
| Figure VI.7: Dimensions du système B_c | 41 |
| Figure VI.8 : Les dimensions du système B_t | 43 |
| Figure VI.9 : Les dimensions du système B_r | 44 |
| Figure VI.10 : Les dimensions du système M_{c120} | 45 |
| Figure VI.11: Dimensions de système D_{240} | 46 |
| Figure VI .12 : Gradient thermique des tabliers..... | 49 |
| <hr/> | |
| Figure VII.1: Vue 3D du fléau..... | 53 |
| Figure VII.2: Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P2 et P3)..... | 53 |
| Figure VII.3: Clavage à la clé des deux fléaux réalisés..... | 54 |
| Figure VII.4: Réalisation des fléaux sur les piles de rives (P1 et P4)..... | 54 |
| Figure VII.5: Clavage des deux nouveaux fléaux avec les fléaux déjà réalisés..... | 54 |
| Figure VII.6:Clavage des deux fléaux de rive avec les culées..... | 54 |
| Figure VII.7: Schéma statique du demi-fléau..... | 55 |
| Figure VII.8: Poids propre du demi-fléau de 69m..... | 56 |
| Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 69m sous G | 56 |
| Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 69m sous G..... | 57 |
| Figure VII.11 : Surcharges réparties de chantier..... | 57 |
| Figure VII.12 : Découpage..... | 57 |

| | |
|--|----|
| Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 69m sous Q_{PRA1} | 58 |
| Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 69m sous Q_{PRA1} | 58 |
| Figure VII.15 : Surcharges concentrées | 58 |
| Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 69m sous Q_{PRA2} | 59 |
| Figure VII.17: Diagramme des efforts tranchants de demi-fléau de 69m sous Q_{PRA2} | 59 |
| Figure VII.18 : Surcharges de l'équipage mobile..... | 60 |
| Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 69m sous Q_{PRC1} | 60 |
| Figure VII.20 : Diagramme des efforts tranchants de demi-fléau de 69m sous Q_{PRC1} | 60 |
| Figure VII.21 : Surcharges du vent..... | 61 |
| Figure VII.22 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 69m sous Q_W | 61 |
| Figure VII.23: Diagramme des efforts tranchants de demi-fléau de 69m sous Q_W | 61 |
| Figure VII.24: Poids propre du demi-fléau de 70m | 63 |
| Figure VII.25 : Diagramme des moments fléchissant de demi- fléau de 70m sous G | 63 |
| Figure VII.26 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 74m sous G | 63 |
| Figure VII.27 : Surcharges réparties de chantier | 64 |
| Figure VII.28 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 74m sous Q_{PRA1} | 64 |
| Figure VII.29 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau-de 74m sous Q_{PRA1} | 64 |
| Figure VII.30 : Surcharges concentrées | 65 |
| Figure VII.31 : Diagramme des moments fléchissant de demi fléau-de 74m sous Q_{PRA2} | 65 |
| Figure VII.32 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de-74m sous Q_{PRA2} | 66 |
| Figure VII.33 : Surcharges de l'équipage mobile | 66 |
| Figure VII.34 : Diagramme des moments fléchissant de demi fléau de 74m sous Q_{PRC1} | 66 |
| Figure VII.35: Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 74m sous Q_{PRC1} | 67 |
| Figure VII.36 : Surcharges du vent..... | 67 |
| Figure VII.37 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de74m sous Q_W | 68 |
| Figure VII.38 : Diagramme des efforts tranchants de demi-fléau de 74m sous Q_W | 68 |
| Figure VII.39 : Actions accidentelles..... | 69 |
| Figure VII.40 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 69 m sous F_A | 70 |
| Figure VII.41 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 69m sous F_A | 70 |
| Figure VII.42 : Surcharges de l'équipage mobile..... | 71 |

| | |
|--|----|
| Figure VII.43 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 74 m sous F_A | 71 |
| Figure VII.44 : Diagramme des efforts tranchants de demi-fléau de 74 m sous F_A | 71 |
| Figure VII.45 : Combinaisons en situation temporaire | 72 |
| Figure VII.46 : Combinaisons accidentelle | 73 |
| Figure VII.47: Vue du modèle de calcul en 3D..... | 76 |
| Figure VII.48: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $1,35G + 1,35D_{240}$ | 77 |
| Figure VII.49: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $G + D_{240}$ | 77 |
| Figure VII.50 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $G + CCP$ | 78 |

| | |
|---|-----|
| Figure VIII.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur..... | 84 |
| Figure VIII.2 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur..... | 85 |
| Figure VIII.3: La disposition des ancrages au niveau des âmes..... | 86 |
| Figure VIII.4: Tracé d'un câble en élévation de demi-fléau de 69m..... | 89 |
| Figure VIII.5: Tracé des câbles en élévation de demi-fléau de 74m..... | 90 |
| Figure VIII.6: Tracé des câbles en élévation..... | 90 |
| Figure VIII.7: Tracé en plan d'un câble de fléau..... | 90 |
| Figure VIII.8: Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage..... | 95 |
| Figure VIII.9 : Diagramme des contraintes..... | 105 |
| Figure VIII.10: Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)..... | 107 |
| Figure VIII.11 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée intermédiaire)..... | 107 |

| | |
|--|-----|
| Figure XI.1 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural..... | 112 |
| Figure XI.2 : Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural..... | 112 |
| Figure XI.3 : Diagramme des moments fléchissant [t.m]..... | 115 |
| Figure XI.4 : Diagramme des efforts tranchants [t]..... | 115 |
| Figure XI.5 : Diagramme des efforts normaux [t]..... | 116 |
| Figure XI.6 : Diagramme des moments fléchissant [t.m]..... | 116 |
| Figure XI.7 : Diagramme des efforts tranchants [t]..... | 117 |
| Figure XI.8 : Diagramme des efforts normaux [t]..... | 117 |
| Figure XI.9: Diagramme des moments fléchissant [t.m]..... | 118 |

| | |
|--|-----|
| Figure XI.10 : Diagramme des efforts tranchants [t]..... | 118 |
| Figure XI.11 : Diagramme des efforts normaux [t]..... | 119 |
| Figure XI.12 : Diagramme des moments fléchissant [t.m]..... | 119 |
| Figure XI.13: Diagramme des efforts tranchants [t]..... | 120 |
| Figure XI.14 : Diagramme des efforts normaux [t]..... | 120 |
| Figure IX.15 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile..... | 126 |
| Figure XI.16 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé..... | 127 |
| Figure IX.17 : les différents actions dûs à l' ancrage..... | 130 |
| Figure IX.18 : Distribution du ferrailage dans un bossage..... | 130 |
| Figure IX.19 : : Détail de ferrailage d'un bossage..... | 131 |
| Figure IX.20: ferrailage d'un bossage dans un voussoire..... | 132 |
| <hr/> | |
| Figure X.1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles..... | 133 |
| Figure X.2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson..... | 134 |
| <hr/> | |
| Figure XI.1 : Les différents éléments d'un joint de chaussée..... | 137 |
| Figure XI.2 : Photo réelle d'un joint de chaussée..... | 138 |
| Figure XI.3 : Rotation d'extrémité sous chargement..... | 139 |
| Figure XI.4 : Joint du type W_a (souffle moyen)..... | 141 |
| Figure XI.5: Fonction d'un appareil d'appui..... | 140 |
| Figure XI.6 : Appareil d'appui en élastomère fretté..... | 142 |
| Figure IX.7: Constitution type d'un appareil d'appui de type B..... | 142 |
| Figure IX.8: Dimension des couches d'appareil d'appui..... | 143 |
| Figure XI.10 : Dimensions en plan du dé d'appuis..... | 147 |
| Figure XI.9 : Détail de l'appareil d'appui..... | 148 |
| Figure XI.11 : Ferrailage du dé d'appui..... | 149 |
| Figure XI.12 : photo d'une glissière de sécurité..... | 149 |
| Figure X.11: Revêtement du tablier..... | 150 |
| Figure XI.13 : Corniches préfabriquées sur chantier..... | 151 |
| Figure XI.14 : Les équipements du pont..... | 151 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|----|
| Tab V.1 : Tableau représente les différentes formules de caractéristiques géométriques | 23 |
| Tab V.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur culée | 24 |
| Tab V.3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile | 26 |
| Tab V.4 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir plein sur pile..... | 27 |
| Tab V.5 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive...32 | |
| Tab V.6 :Tableau de la variation des différents paramètres de $\frac{1}{2}$ de la travée intermédiaire ... | 33 |

| | |
|---|----|
| Tab VI.1 : Classification des ponts | 35 |
| Tab VI.2 : Tableau donnant les valeurs de a_1 | 39 |
| Tab. VI.3: Tableau donnant les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge..... | 40 |
| Tab VI.4: Valeurs de coefficient bc | 42 |
| Tab.VI.5: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge BC..... | 42 |
| Tab.VI.6 : Tableau donnant les valeurs de B_t | 43 |
| Tab.VI.7 : Les valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge B_t | 44 |
| Tab.VI.8 Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge B_r | 45 |
| Tab.VI.9 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de surcharge M_{C120} | 46 |
| Tab.VI.10: Les différents coefficients de majoration. | 51 |
| Tab.VI.11: Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS..... | 52 |

| | |
|--|----|
| Tab. VII.1 : variation des charges de construction sur le demi- fléau de 69m..... | 62 |
| Tab. VII.2 : variation des charges de construction sur le demi- fléau de 74m | 69 |
| Tab .VII.3: les effets des charges de construction sur le demi-fléau de 69m en situation accidentelle FA..... | 70 |
| Tab .VII.4: les effets des charges de construction sur le demi-fléau de 74m en situation accidentelle FA | 72 |
| Tab .VII.5: Combinaisons les plus défavorables pour le demi-fléau de 69 m | 73 |
| Tab .VII.6: Combinaisons les plus défavorables pour le demi-fléau de 74 m..... | 74 |

| | |
|--|-----|
| Tab .VII.7: Résultats des efforts (M, T) pour le demi-fléau de 69 m..... | 74 |
| Tab .VII.8: Résultats des efforts (M, T) pour le demi-fléau de 74 m..... | 75 |
| Tab.VII.9 : Les moments fléchissant de chaque voussoir de la travée de rive..... | 78 |
| Tab.VII.10 : Les moments fléchissant de chaque voussoir de la travée centrale..... | 79 |
| <hr/> | |
| Tab. VIII.1 : Répartition des câbles dans chaque voussoir pour le demi-fléau de 69m..... | 83 |
| Tab. VIII.2: Description des câbles pour le demi-fléau de 69m..... | 83 |
| Tab. VIII.3 : Répartition des câbles dans chaque voussoir pour le demi-fléau de 74m..... | 84 |
| Tab. VIII.4: Description des câbles pour le demi-fléau de 74m..... | 84 |
| Tab. VIII.5: Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation (<i>demi-fléau de 69m</i>)..... | 88 |
| Tab. VIII.6: Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation (<i>demi-fléau de 74m</i>)..... | 89 |
| Tab. VIII.7: Tracé des câbles en plan (<i>demi-fléau de 69m</i>)..... | 91 |
| Tab. VIII.8: Tracé des câbles en plan (<i>demi-fléau de 74m</i>)..... | 91 |
| Tab. VIII.9: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles (<i>demi-fléau de 69m</i>)..... | 93 |
| Tab. VIII.10: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles (<i>demi-fléau de 74m</i>)..... | 93 |
| Tab. VIII.11: Pertes dues au recul à l'ancrage (<i>demi-fléau de 69m</i>)..... | 96 |
| Tab. VIII.12: Pertes dues au recul à l'ancrage (<i>demi-fléau de 74m</i>) | 96 |
| Tab. VIII.13: Résultats des pertes par non simultanité de la mise en tension des différents câbles (<i>demi-fléau de 69m</i>)..... | 98 |
| Tab. VIII.14: Résultats des pertes par non simultanité de la mise en tension des différents câbles (<i>demi-fléau de 74m</i>)..... | 98 |
| Tab. VIII.16: Résultats des pertes de tension par fluage (<i>demi-fléau de 69m</i>)..... | 100 |
| Tab. VIII.15: Résultats des pertes de tension par fluage (<i>demi-fléau de 74m</i>)..... | 100 |
| Tab. VIII.17: Résultats des pertes de tension par relaxation des armatures (<i>demi-fléau de 69m</i>)..... | 102 |
| Tab. VIII.18: Résultats des pertes de tension par relaxation des armatures(<i>demi-fléau de 74m</i>)..... | 102 |
| Tab. VIII.19 :Vérification des contraintes en cour de construction pour le <i>demi-fléau de 69 m</i> ... | 105 |
| Tab. VIII.20 :Vérification des contraintes en cour de construction pour le <i>demi-fléau de 74 m</i> ... | 105 |

| | |
|---|-----|
| Tab. VIII.21: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (<i>travée de rive</i>)..... | 106 |
| Tab. VIII.22: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (<i>travée intermédiaire</i>)..... | 107 |
| Tab.VII.23 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive..... | 108 |
| Tab .VIII.24 : Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire..... | 108 |
| Tab.VII.25: Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{\min} : (G + CCP)$ | 110 |
| Tab.VII.26 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous $M_{\max} : (G + CCP)$ | 110 |
| Tab. VIII.27: Vérification des contraintes de la travée de rive sous $M_{\max} : (G + D_{240})$ | 111 |
| Tab.VII.28 : Vérification des contraintes de la travée centrale sous $M_{\max} : (G + D_{240})$ | 111 |
| <hr/> | |
| Tab- IX.1: Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale..... | 114 |
| Tab. IX.2: valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile..... | 121 |
| Tab .IX.3: valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée..... | 121 |
| Tab .IX.4: ferrailage de la dalle du voussoir près de la pile..... | 123 |
| Tab .IX.6: ferrailage de la dalle du voussoir près de la culée..... | 124 |
| Tab .IX.7: ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée..... | 125 |
| Tab .IX.5: ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile..... | 126 |
| Tab. IX.8: Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile)..... | 128 |
| Tab. IX.9: Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur Culée)..... | 128 |
| <hr/> | |
| Tableau X.1 : Vérification des contraintes pour la travée de rive..... | 135 |
| Tableau X.2 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire..... | 136 |
| <hr/> | |
| Tableau XI.1 : Différents modèles des joints W_d | 141 |
| Tableau XI.2 : Caractéristiques physiques des joints W_d | 141 |



Introduction générale

Introduction générale :

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a lancé un programme qui s'inscrit dans le cadre du schéma directeur national du ministère des travaux publics.

L'objectif de ce schéma est de moderniser les réseaux routiers qui structurent le pays, dans ce sens la réalisation de la pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia willaya de Bouira sur 48 kilomètre contribuera à l'amélioration de la communication de la ville avec l'intérieur et le reste du pays.

Le tracé traverse une zone à relief accidenté ce qui rend nécessaire à réaliser des grands terrassements et ouvrages d'art, parmi les ouvrages faisant partis de ce tracé le viaduc situé au lieu dit Maamare près de la commune d'Ait-Yahia Moussa qui nous a été proposé comme sujet de fin d'étude par la direction des travaux publics de Tizi-Ouzou .

Afin de mener ce travail de la manière la plus judicieuse possible, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un tablier en commençant par la conception générale une fois les variantes ont été définis nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière détaillée et conformément à la réglementation en ingénieur (BAEL, BPEL, RPOA).

CHAPITRE I



**Présentation
de l'ouvrage**

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Ce travail a été proposé par la direction des travaux publics de la wilaya de Tizi-Ouzou.

L'objet de notre étude consiste à la conception et le dimensionnement d'un tablier de pont construit en encorbellements successifs avec des voussoirs coulés sur place qui rentre dans le projet de l'autoroute Est-ouest reliant **Tizi-Ouzou** à **Djebahia** wilaya de **Bouira** permettant le franchissement d'une brèche sur une longueur de **660m**, il est compris entre le **PK19+088,89** et le **PK19+748,89**, et se compose de 5 travées :

- **Deux travées de rives de 105m.**
- **Trois travées intermédiaires de 150 m.**

L'ouvrage est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de 1 m, construits par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés sur place (chaque viaduc porte 3 voies dans un seul sens de circulation).

Donc l'étude peut se faire uniquement sur un seul viaduc.

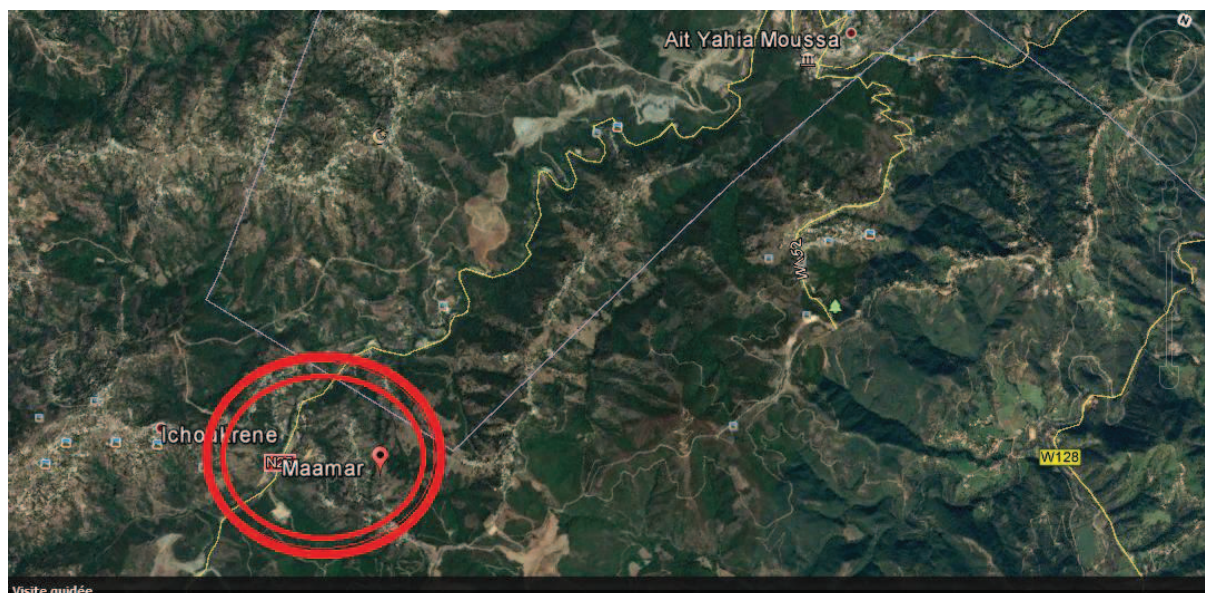


Figure I.1: Situation géographique village maamar commune d' d'Aït Yahia Moussa (photo satellite extrait de Google Earth)

2. SITUATION DE L'OUVRAGE :

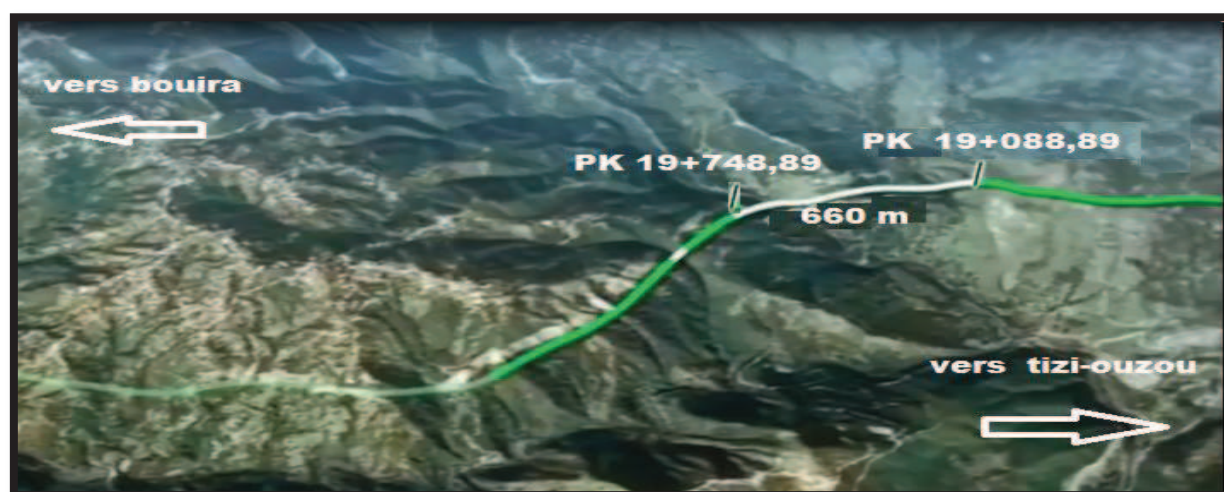


Figure I.2: Situation géographique de l'ouvrage (photo satellite extrait de Google Earth)

3 .DONNEES FONCTIONNELLES :

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en travers, profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

3.1. Tracé en plan :

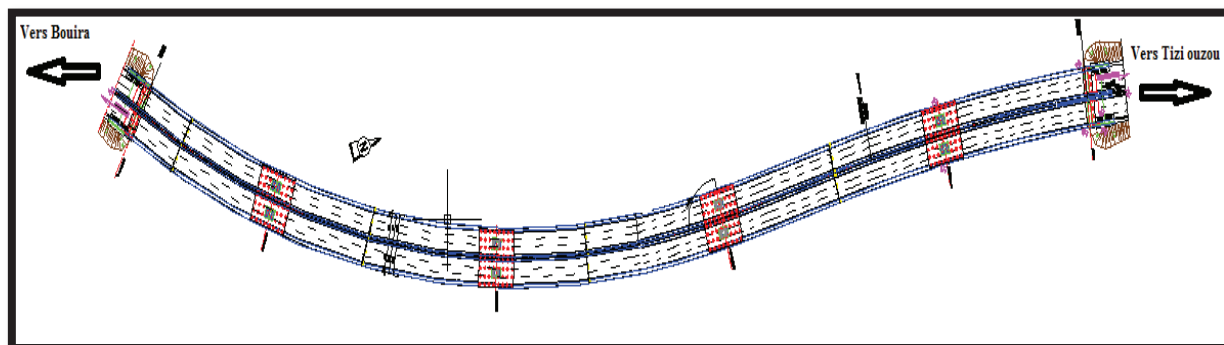


Figure I.3 : tracé en plan

3.2. Profil en long :

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente longitudinale de 1.87 % en partant du niveau 271.256 m jusqu'au niveau de 283.594m

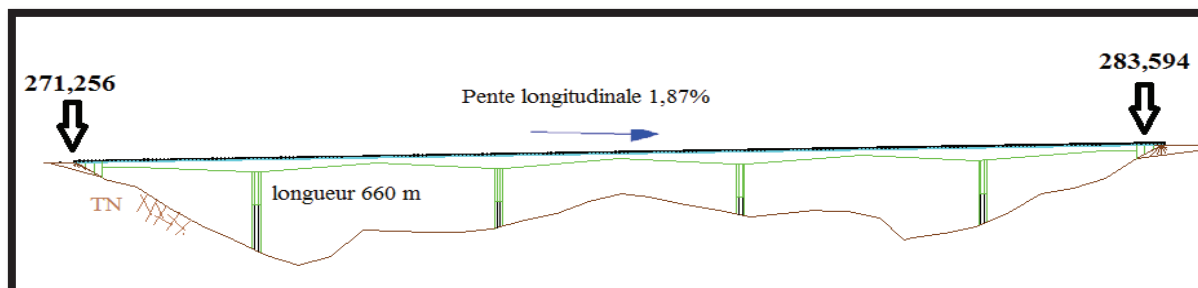


Figure I.4 : profil en long de la voie portée

3.3. Profil en travers :

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Une chaussée de 2 sens de circulation avec 3 voies pour chaque sens.
- Largeur roulable (d'un sens de circulation) $L_r = 11\text{m}$.
- Largeur totale $L_t = 13\text{m}$.
- Largeur des trottoirs 1,70 m d'un côté et 0,70m du côté opposé.

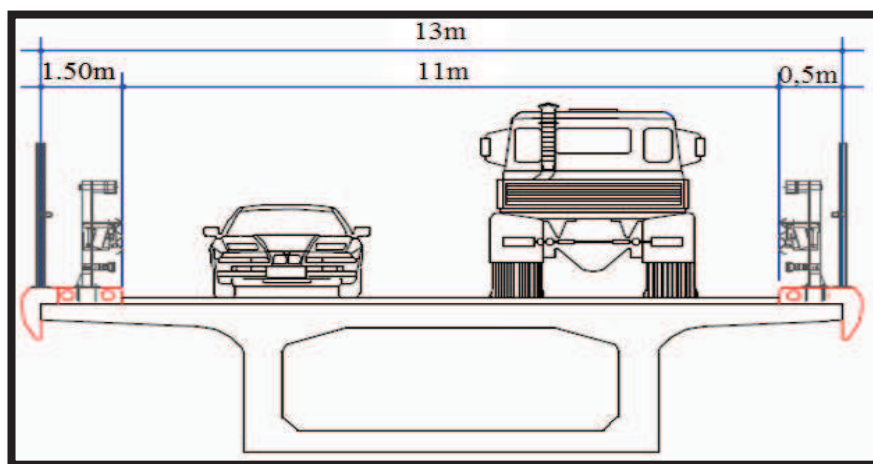


Figure I.5 : Profil en travers.

4 .DONNEES NATURELLES :

Sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, on distingue :

4.1. Données géotechniques :

Elles sont obtenues à partir de reconnaissances géologiques et géotechniques (physiques, mécaniques...) qui ont permis de mettre en évidence les formations suivantes :

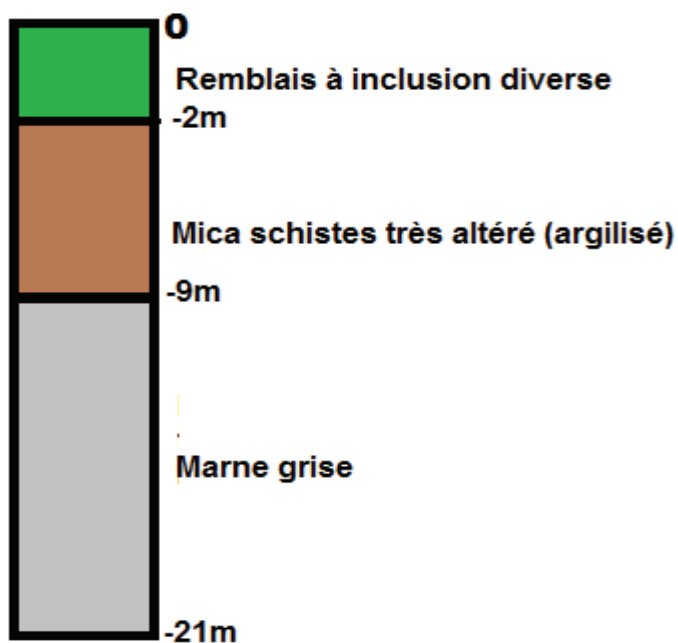



Figure I.6 : formation du sol

CHAPITRE II



**Choix du type
d'ouvrage**

INTRODUCTION :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire, le mieux possible toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ses deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleurs, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

1. LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

- Le profil en long de la chaussée
- Les conditions aux sites
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

2. PROPOSITION DES VARIANTES :

Trois variantes sont envisagées :

Variante N°1 : pont mixte

Variante N°2 : Pont mixte à poutres multiples.

Variante N°3 : Pont à caisson construit par encorbellements successifs

3 .EXPOSITION DES VARIANTES :

3.1 .Variante N°1 : pont mixte

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé ou précontraint par l'intermédiaire des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé) empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée ou au-dessus de la chaussée.



Figure II-1 : pont mixte

Le rôle de ses différents éléments constitutifs est :

- Le béton assure le rôle de table de compression.
- Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique.
- la dalle est considérée comme participante à la résistance de l'ensemble.

On distingue les poutres en I à âme pleine, en treillis, les poutres caissons. Actuellement ce sont les poutres en I les plus utilisées car leurs fabrications est relativement simple, chacune est constituée de deux semelles reliées par une âme pleine.

Les deux poutres sont reliées par une entretoise comme illustré dans la figure ci-dessous :

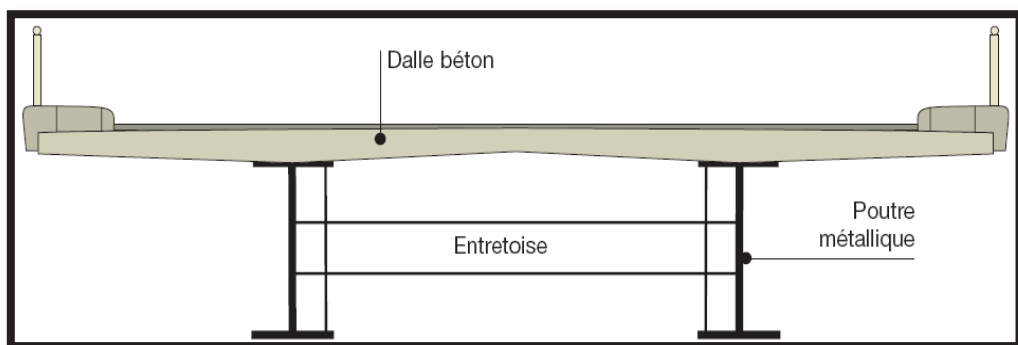


Figure II-2 : Coupe transversale du tablier

Les ponts mixtes recouvrent des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques, la gamme usuelle de longueur des poutres métalliques est de **30 à 100 m** environ pour les travées indépendantes.

Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La possibilité d'exécution et de réparation des poutres

Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

3.2. Variante N°2 : Pont à poutres multiples en béton précontraint :

Les ponts à poutres sous chaussée sont constitués de plusieurs applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de **30 à 50m**.



Figure II-3: pont à poutres multiples en béton précontraint.

Les avantages :

- Possibilité de franchir des grandes portées.
- Bonne protection des armatures et des aciers.
- Limitation des fissures (béton comprimé).
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- Simplicité et rapidité d'exécution ce qui réduit les délais et les coûts.
- Maîtrise de la fabrication des poutres, du point de vue comportement mécanique, relatif à la qualité du béton et du ferrailage.

Les inconvénients :

- La hauteur importante des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- Sensibilité au tassement.
- Ce type de tablier s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- Les désagréments que provoque la présence de joints de chaussée sur chaque appui, et leurs coûts d'entretien.

3.3.VARIANTE N°3 : PONT A CAISSON CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction par encorbellements témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage.

Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.



Figure II-4 : Ponts à caissons.

Les avantages :

- La construction par encorbellements successifs permet de réaliser des ouvrages en BP très variés
- Elle économise considérablement en coffrage et elle permet le réemploi des coffrages.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée est plus grande.

Les inconvénients :

- Echafaudage important.
- L'étude est laborieuse (demande de temps).
- Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

4. CRITIQUE ET ANALYSE MULTICRITERE :

Après la proposition des variantes, une analyse multicritère a été faite par rapport à l'économie, l'exécution, l'entretien et l'esthétique.

4.1. Pont mixte :

Possède une mauvaise intégration par rapport au site, et pour le côté réalisation ; il demande des mains d'œuvres qualifiées surtout la soudure. Le problème majeur de ce type de pont est l'entretien contre la corrosion, le phénomène de la fatigue dans les assemblages et l'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

II-5-3-Pont a caisson construit par encorbellements successifs :

La structure de ce type donne une belle forme esthétique et une bonne intégration au site. Parmi les avantages de ce type la grande durée de vie et de l'entretien, construction sans aucun contact avec le sol ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de vallées très accidentées.

Conclusion :

Après l'analyse multicritères des trois variantes dans les sens esthétique, entretien, réalisation et économique, nous constatons que la variante susceptible de répondre le mieux à la problématique posée est la variante «**pont construit par encorbellements successifs**».

Il y a lieu de signaler que le choix n'est fait qu'après avoir eu recours à des études approfondis et plus avancé pour chacune des variantes, qu'on a malheureusement pas pu faire à cause de temps limité dont on dispose.

CHAPITRE III



**Caractéristiques
des matériaux**

Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont, on donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

1. LE BETON

Le béton est un matériau artificiel obtenu en mélangeant en proportion convenable et de manière homogène :

- du ciment (jouant le rôle d'un liant).
- un granulats composé du sable et du gravier.
- de l'eau.

Le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa et à la traction de 2 à 4 MPa).

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées. Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

1.1. Dosage

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de **400 à 450 kg/cm³**, et ces valeurs peuvent atteindre **500 kg/cm³**, qui nous garantiront une résistance de **35 MPa**

1.2. Densité

La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

1.3. La résistance à la compression :

Pour un béton âgé de « j » jours, on a :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL art 2.1, 21})$$

A l'âge de 28 jours

$$f_{c28} = \left\{ \begin{array}{l} 35\text{MPa} \text{ Pour le béton du tablier. (Superstructure)} \\ 25\text{MPa} \text{ Pour le béton d'appuis et les fondations. . (Infrastructure)} \end{array} \right.$$

1.4. La résistance à la traction :

La résistance à la traction joue un rôle très important dans le comportement mécanique, en particulier « l'adhérence ».

Elle est définie conventionnellement par la relation ci-dessus en fonction de la résistance à la compression.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour notre ouvrage La résistance à la traction à 28jours est :

$$f_{t28} = \begin{cases} 2,70 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 2,22 \text{ MPa} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

1.4.1. Contrainte de calcul à l'état limite ultime (ELU) [BAEL 91 REVISE 99]

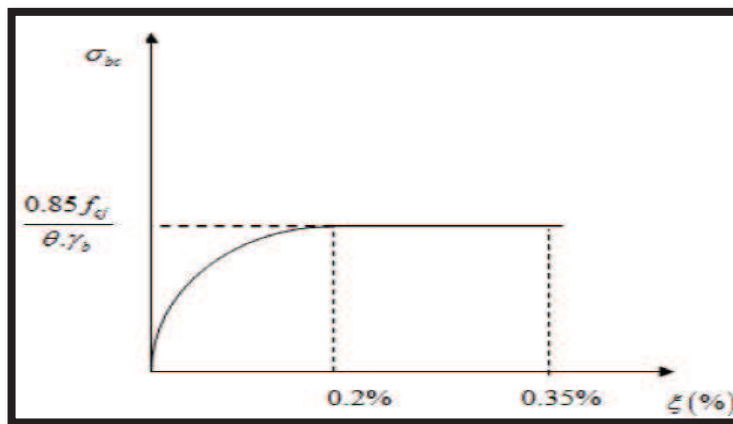


Figure- III-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \quad : \text{ est la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (ELU).}$$

(BAEL art A.4.3,4).

t : est le temps d'application des charges.

γ_b : Est un **coefficient de sécurité** qui vaut

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

θ : est un coefficient qui est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1 & t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & t \leq 1 \text{ heures} \end{cases}$$

1.4.2. Contrainte de calcul à l'état limite de service (ELS)

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL art A.4.5.2)

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

1.5. Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij"
Défini par les règles **BPEL 91** comme suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

$$E_{ij} = \begin{cases} 35981,73 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

$$E_{vj} = \begin{cases} 12102,94 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 11100 \text{ MPa} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

1.6. Module de Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \begin{cases} \mathbf{E} : \text{Module de Young} \\ \mathbf{\nu} : \text{Coefficient de poisson} \end{cases}$$

- Le coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta L/l} \quad \begin{cases} \mathbf{L, t} : \text{longueur et largeur de l'élément considéré} \\ \mathbf{\Delta l} : \text{La variation longitudinale de l'élément.} \\ \mathbf{\Delta t} : \text{La variation transversale de l'élément.} \end{cases}$$

Pour les calculs de béton précontraint le **coefficient de poisson ν** , prend les valeurs suivantes :

$$v = \begin{cases} 0,2 & \text{pour un béton non fissuré (ELS)} \\ 0 & \text{pour un béton fissuré (ELU)} \end{cases}$$

2 .LES ACIERS :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

1. **Les aciers actifs**, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
2. **Les aciers passifs** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

2.1. Les aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence (**fascicule N°62 art2.2,5**) :

- De classe **FeE40**.
- De limite élastique est respectivement **400 MPa** et **500 MPa**.
- De module d'élasticité longitudinale: **Es = 200000 Mpa**

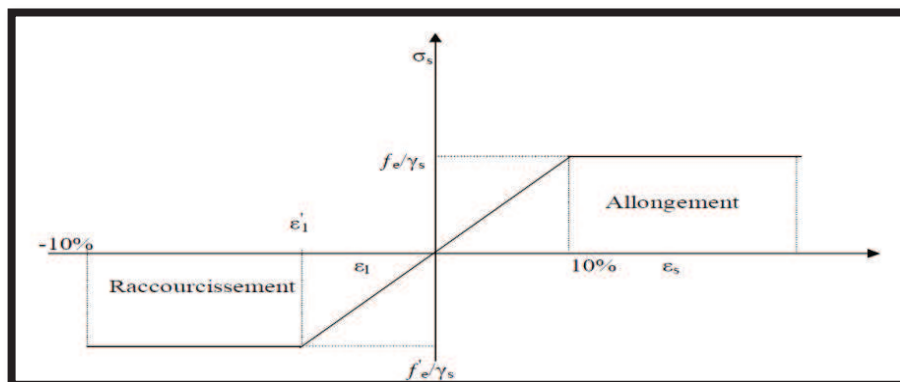


Figure- III-2 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier (BAEL 91 REVISE 99).

2.1.1. La contrainte limite de traction à l'état limite ultime (ELU) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL art A.4.3.2})$$

tel que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{en : Situation accidentelle.} \\ 1.15 & \text{en : Situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

2.1.2. La contrainte limite de traction à l'état limite de service (ELS) :

La contrainte limite à la traction $\bar{\sigma}_s$ dépend du type de fissuration. (**BAEL 91 corrigé 99**)

L'ouvrage d'art sera calculé en **classe I** (voir **chapitre VI**), donc aucune fissure n'est admise dans cette classe, de se fait la fissuration est :

➤ **Fissuration très préjudiciable**

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi = 0,8 \text{ Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérences.} \end{cases}$$

2.2. Les aciers actifs :

Sont des armatures en acier à haute résistance (limite élastique) utilisées pour les constructions en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation.

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **T15super**.



Figure- III-3 : Acier actif (19T15).

2.2.1. Caractéristiques mécaniques :

➤ Résistance à la rupture :

C'est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne f_{prg} (Contrainte de rupture garantie)

Dans notre projet : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

➤ Limite élastique :

Les aciers de précontrainte n'ayant pas de palier de plasticité, on définit la limite élastique conventionnelle comme étant la contrainte qui, après retour à la contrainte nulle laisse un allongement résiduel de **1 ‰**, on la désigne par f_{peg} (Contrainte limite élastique garantie)

Dans notre projet : $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$.

➤ **La précontrainte initiale :** (Fascicule N° 62 art 3.2, 2)

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$$

$$\sigma_{P0} = 1488 \text{ MPa.}$$

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du **BPEL** :

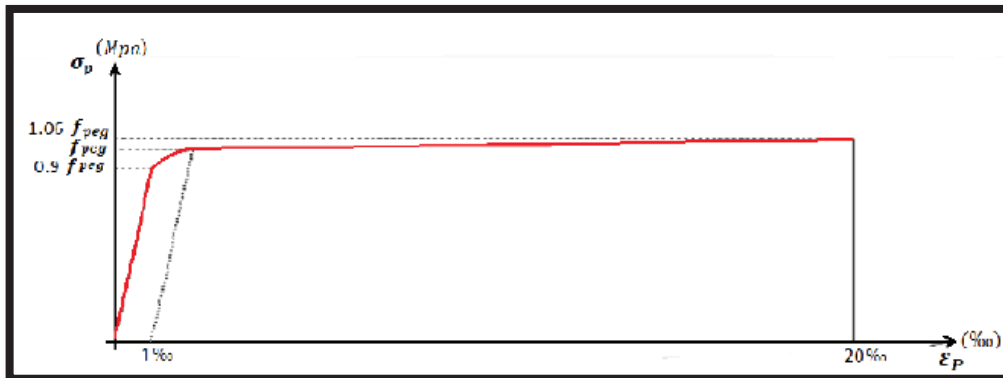


Figure-III-4: Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte

- **Module d'élasticité de l'acier** : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.
- **Coefficient de frottement de courbure** : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- **Coefficient de perte par frottement linéaire** : $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$
- **Recul d'ancrage** : 6 mm.
- **Relaxation à 1000 heures** : 1000 = 2,5% (acier à très basse relaxation TBR), $\mu_0 = 0,43 \%$ (TBR).

III-2-2-2-Caractéristiques géométriques des câbles : Selon FREYSSINET

Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :

- Section nominale d'un toron : **150 mm²**.
- Poids de **1T15s = 1,175 (kg/m)**
- Section d'un câble 19T15 **S = 139 mm² x 19 = 2641 mm²**
- Diamètre extérieur de la gaine : **100 mm**.
- Diamètre intérieur de la gaine : **97 mm**.

Conclusion :

A ce stade on a évoqué les caractéristiques des matériaux à utiliser dans ce projet, qu'on a évaluées pour avoir des bétons performants est des aciers de précontrainte à haute résistances élastique qui répondent à la construction d'un ouvrage de telle envergure.

CHAPITRE IV



Pré dimensionnement

Introduction :

Le pré dimensionnement d'un ouvrage d'art joue un rôle très important de point de vue de son comportement, de son économie et de son aspect esthétique. Il est donc primordial, au stade de la conception du projet de bien réussir le pré dimensionnement.

Dans ce chapitre nous allons traiter les aspects les plus généraux de la conception d'un tablier en encorbellements dont :

- La répartition des travées.
- Le choix d'une section transversale.
- Le dimensionnement des différents éléments constitutifs d'un caisson.

1. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE LONGITUDINALE

1.1. Répartition des travées

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- Eviter d'avoir des réactions négatives sur piles-culées qui tendraient à soulever les poutres au dessus de leurs appareils d'appuis.
- Eviter l'augmentation du nombre de piles.
- Choisir des portées économiques.

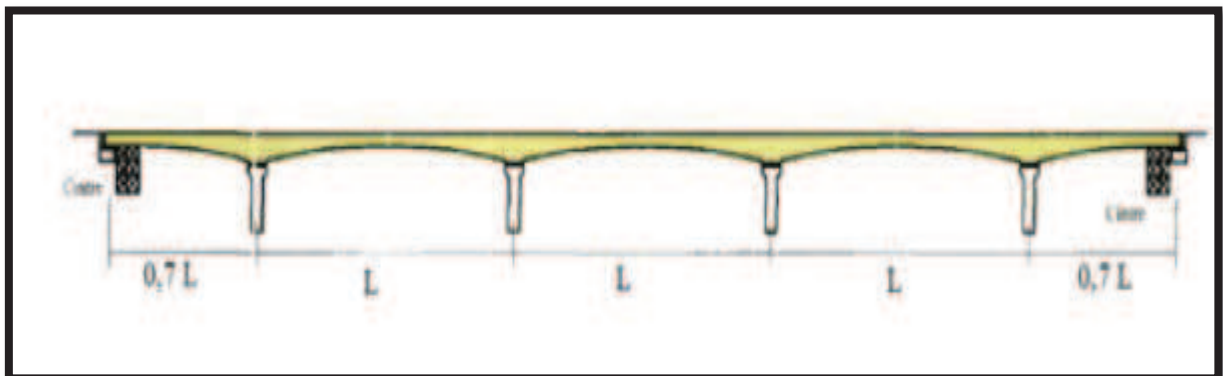


Figure -IV-1: Distribution des travées.

Comme il est indiqué dans le schéma ci-dessus, les portées intermédiaires sont de longueur de $L_i = 150 \text{ m}$.

Selon « SETRA » la longueur de la travée de rive doit être comprise dans l'intervalle suivant : $0,68L_i \leq L_r \leq 0,7 L_i$

$$102\text{m} \leq L_r \leq 105\text{m}$$

Dans notre cas on prend : $L_r = 105 \text{ m}$

Notre projet comprend :

- Trois travées intermédiaires de longueur de **150m**.
- deux travées de rive ont pour chacune une longueur de **105m**.

- Les cinq travées seront réalisées en encorbellements successifs.

1.2. Hauteur des voussoirs

1.2.1. Hauteur sur pile :

La hauteur sur pile h_p est généralement comprise entre :

$$\frac{L_i}{18} \leq h_p \leq \frac{L_i}{16}$$

L_i : désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{150}{18} \leq h_p \leq \frac{150}{16} \\ 8,33 \leq h_p \leq 9,37 \end{array} \right.$$

On prend : **$h_p = 9 \text{ m}$**

1.2.2. Hauteur à la clé :

La hauteur à la clé h_c est généralement comprise entre : $\frac{L_i}{60} \leq h_c \leq \frac{L_i}{30}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i}{60} = \frac{150}{60} = 2,5\text{m} \\ \frac{L_i}{30} = \frac{150}{30} = 5\text{m} \end{array} \right.$$

$$h_c = \frac{L}{19+L/7} = 3,71\text{m}$$

Dans notre cas on prend : **$h_c = 3,75 \text{ m}$**

1.3. Découpage des voussoirs :

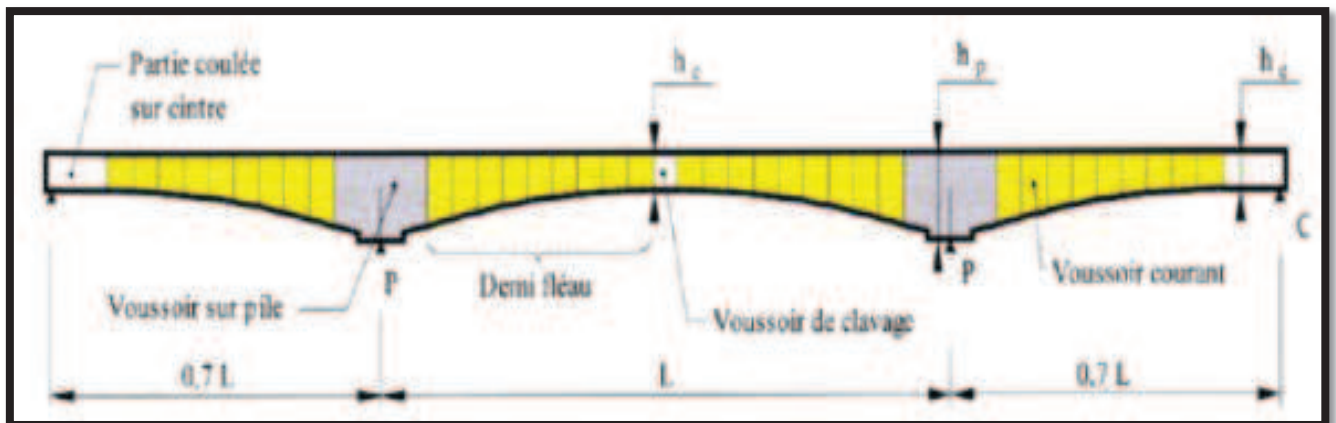


Figure- IV-2: Découpage en voussoirs

➤ Voussoirs sur pile :

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins **8 m**, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

➤ Voussoirs courants :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de **2,50 à 4 m, voire 5 m**, suivant les ouvrages.

➤ Voussoirs de clavage :

Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution. Leur longueur minimale est ainsi d'environ **2m**.

Pour mieux faciliter la tâche d'exécution, on opte pour le découpage suivant :

Voussoir **sur pile** : **8m** (4 voussoirs).

Voussoir **courant** : **5 m** (110 voussoirs de hauteurs variables).

Voussoir **de clavage** : **2m** (05 voussoirs de hauteur constante).

Voussoir **sur culée** : **34** (02 voussoirs de hauteur constante coulés sur cintre).

2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA SECTION TRANSVERSALE (VOUSSOIR) :

2.1. Choix et forme de la section transversale :

Les tabliers des ponts construits par encorbellements sont formés des poutres caissons pour les raisons suivantes :

- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une bonne stabilité.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.
- Les caissons continus facilitent l'entretien, le passage des canalisations diverses et confère une meilleure inertie thermique au tablier.

En phase de construction le tablier travaille en console, ce qui engendre des moments de flexions négatifs dans la majeure partie des travées, qui sont très importants au voisinage des appuis. Donc il est judicieux d'utiliser des caissons à hauteur variable afin de réduire le poids propre et le nombre de câbles de précontraint.

Les membrures inférieures doivent également résister à des contraintes de compression très élevées, d'où la nécessité de prévoir un hourdi inférieur formant une table de compression

Le type et le nombre du caisson est généralement imposée par la largeur de la chaussée **B**.

- Pour: **$B \leq 13 \text{ m}$** Le caisson unicellulaire à deux âmes.
- Pour: **$13 \text{ m} < B \leq 18 \text{ m}$** Le caisson bicellulaire à trois âmes.
- Pour: **$18 \text{ m} < B \leq 25 \text{ m}$** Deux caissons unicellulaires.

Dans notre projet la largeur du tablier est de **13 m** donc nous avons choisi un tablier en forme de caisson unicellulaire avec deux âmes inclinées, cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et économique, car elle permet de réduire la dimension des piles.

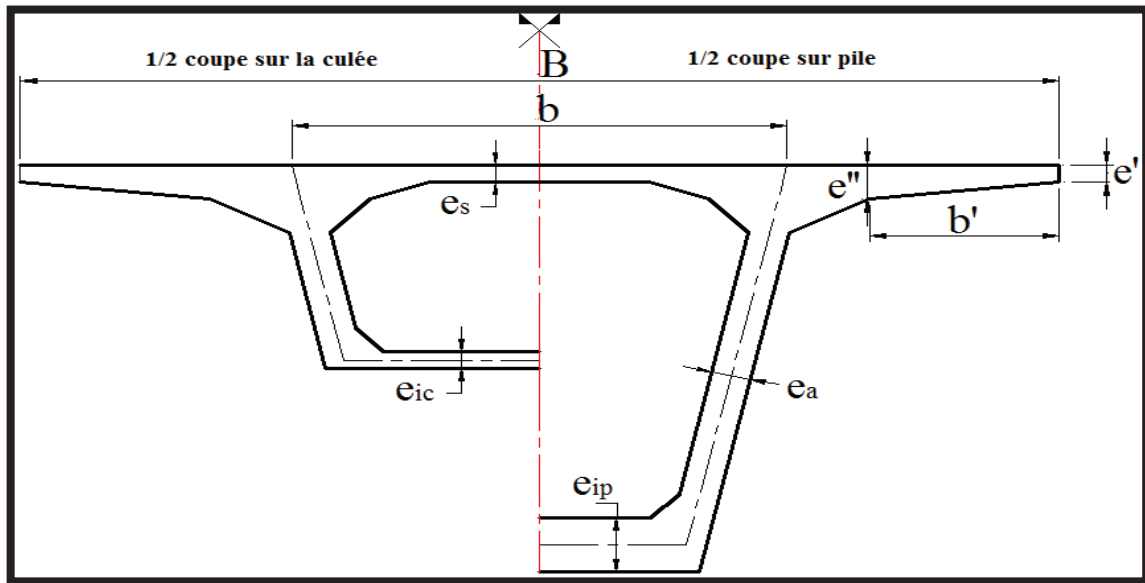


Figure -IV-3 : Coupe transversale type d'un caisson simple à deux âmes

2.2. Les âmes :

2.2.1. Épaisseur des âmes « e_a » :

La résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur utile d'âme :

$$e_a = 0,26 + \frac{L(m)}{5} = 0,26 + \frac{150}{500} = 0,56m \longrightarrow \text{On prend:}$$

$$e_a = 60 \text{ m}$$

Avec : L : la portée principal = 150m,

2.2.2. Entraxe des âmes « b » :

Les âmes sont disposées de façon à répartir au mieux et minimiser les moments fléchissant s'exerçant sur le hourdis supérieur de par et d'autre de son encastrement sur les deux âmes.

On adopte généralement une disposition telle que : $B = 2b$

Avec :

B : la largeur total du tablier.

b : la distance entre les axes des âmes au niveau de leur enracinement sur ce hourdis.

D'onc l'écartement entre les deux âmes est $b = \frac{150}{500} = 6,5m$.

$$b = 6,5 \text{ m}$$

2.3. L'hourdis :

2.3.1. Epaisseur du hourdis supérieur « e_s » :

L'épaisseur du hourdis supérieur est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinaux.

On a le rapport:

$$\frac{b}{e_s} = 25 \text{ à } 30 \text{ cm}$$

b : étant l'entraxe des âmes

$$e_s = \frac{b}{30} = \frac{6,5}{30} = 0,22\text{m} \longrightarrow \text{On prend : } e_s = 25\text{cm}$$

2.3.2. Epaisseur du hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur est en fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- Le logement des câbles de continuités.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.
-

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section à la clé.

- **Epaisseur à la clé « e_{ic} »:**

L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé doit donc satisfaire la condition suivante:

$$18 \leq e_{ic} \leq 3\emptyset$$

Avec :

\emptyset : le diamètre de conduits de précontraintes (10cm).

$$\text{D'où : } 18 \leq e_{ic} \leq 30 \longrightarrow \text{On prend : } e_{ic} = 25\text{cm}$$

- **Epaisseur sur pile :**

L'épaisseur du hourdis inférieur sur pile est en générale 2 à 2,5 fois plus grande que celle à la clé. Cette valeur qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de **35 à 80 cm**.

$$\text{Dans notre cas on prend : } e_{ip} = 90\text{ cm}$$

Remarque :

Nous avons surdimensionné un peu l'épaisseur au niveau de la pile à cause de l'importance du moment négatif appliqué à ce niveau et qui exerce une forte compression sur le hourdis inférieur.

2.4. **Les goussets :**

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

2.4.1. Gousset supérieur :

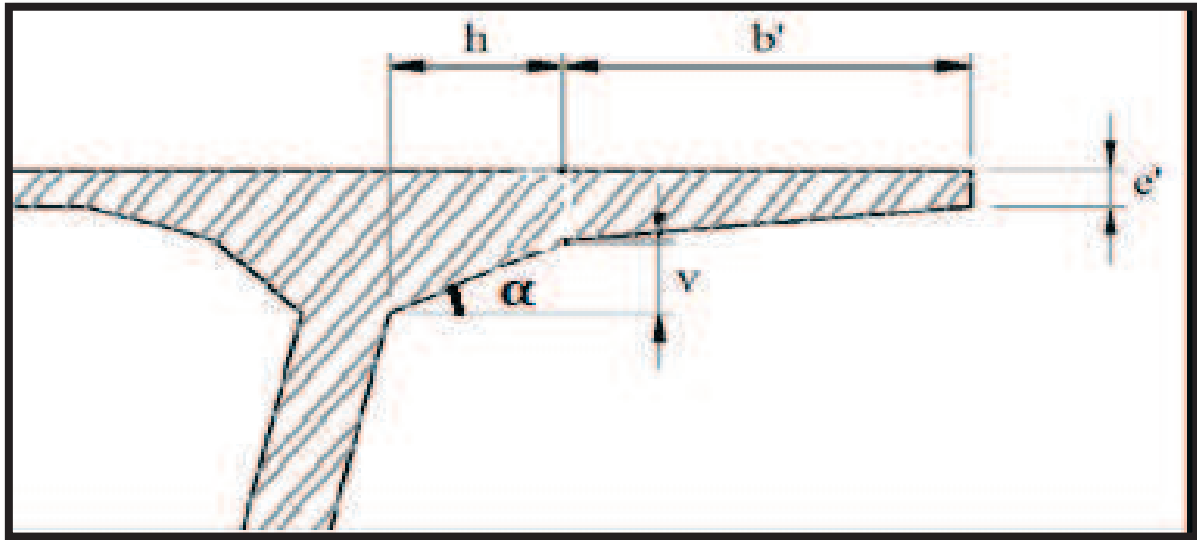


Figure IV-4 : Gousset supérieur.

L'épaisseur $e' = 25$ cm.
 $b' = 203$ cm .
 $h = 100$ cm
 $v = 50$ cm

L'angle d'inclinaison du gousset et l'horizontal est α :
 Tel que : $\text{tg } \alpha = \frac{v}{h}$ \longrightarrow $\alpha = 26.56^\circ$
 $\alpha = 26.56^\circ$

2.4.1. Gousset inférieure :

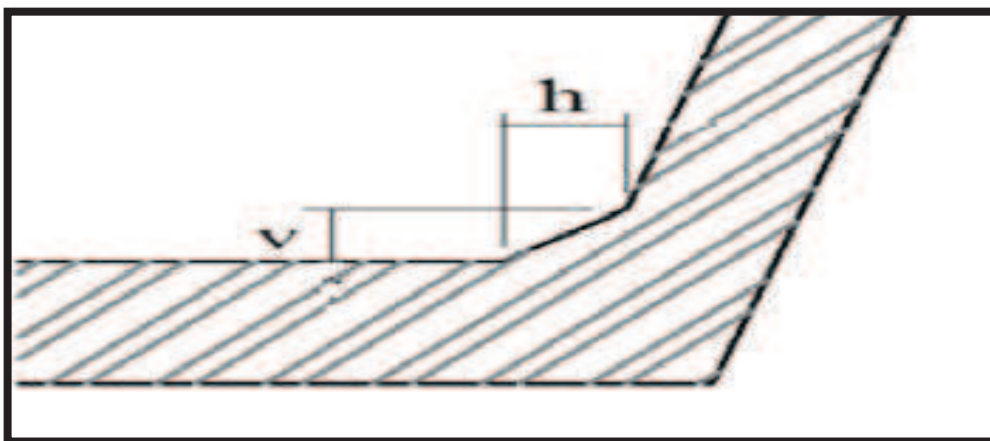


Figure IV-5 : Gousset inférieure.

Le hourdis inférieur encasté sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, d'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à 45° , pour ne pas gêner la mise en place du béton.

On opte pour un angle d'inclinaison de 45° , donc on aura $h = v = 35$ cm.

Conclusion :

Finalement nous avons réussi à découper notre tablier en plusieurs voussoirs : voussoir courant de hauteur variable, voussoir de clavage ainsi voussoir sur culée et voussoir sur pile que nous avons pré dimensionner dans les figures suivantes :

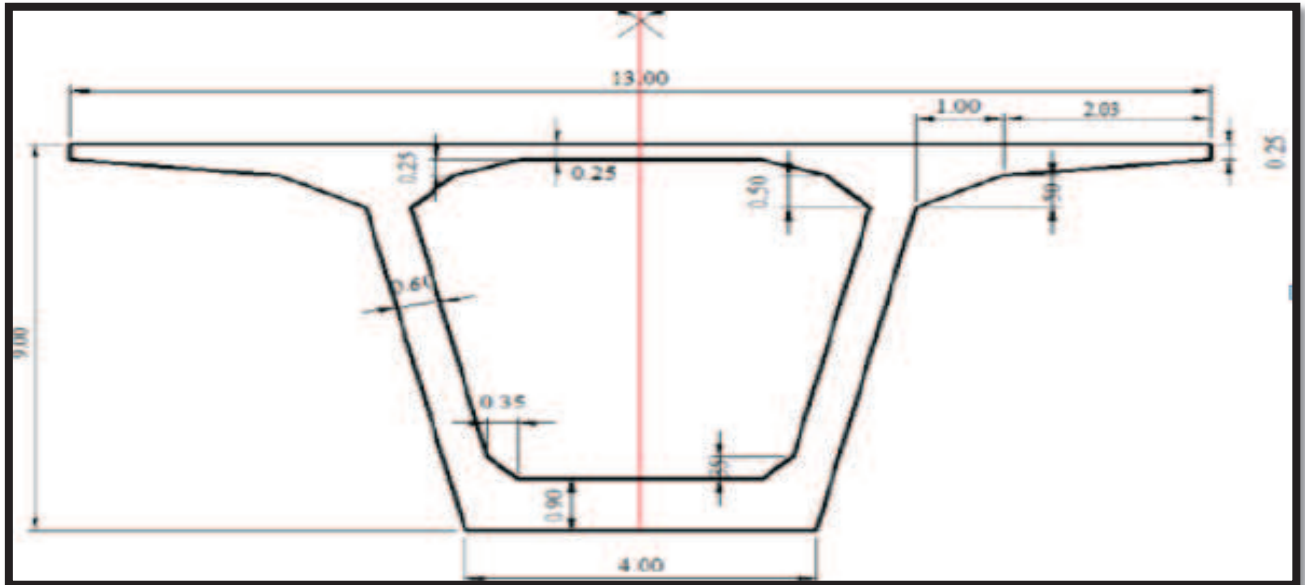


Figure IV-6: La section du voussoir sur pile.

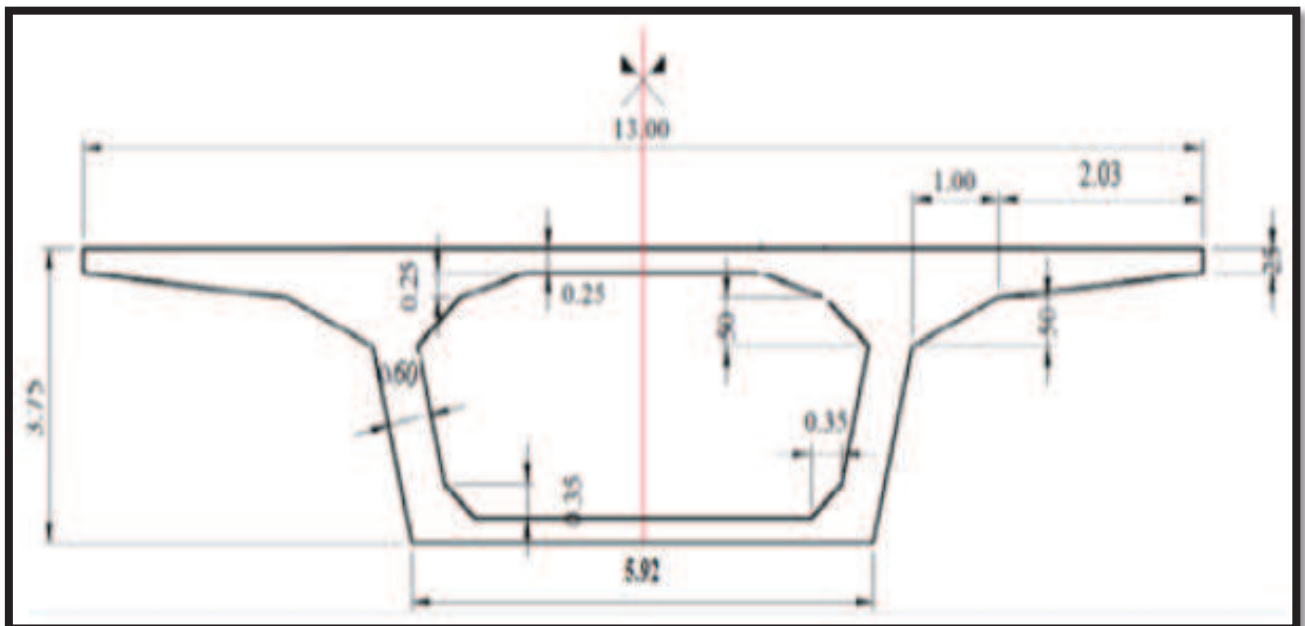


Figure IV-7: La section du voussoir à la clé.

CHAPITRE V



**caractéristiques
géométriques**

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons déterminer les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la culé), ainsi les lois de variation de la hauteur du tablier.

1. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES :

Pour pouvoir calculer les caractéristiques géométriques des sections caissons composant le tablier, on procède au découpage de sa surface en une série d'éléments rectangulaires et Triangulaires, qui simplifieront les calculs.

| | Caractéristique géométrique | | Formule |
|-----------------------|--|-----------------------|--|
| S_i | Aire de la section « i ». | section rectangulaire | bh |
| | | section triangulaire | $\frac{bh}{2}$ |
| Y_{Gi} | Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure | | $\frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i}$ |
| d_i | Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale. | | Y_G - Y_{Gi} |
| I_{Gi} | Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité. | section rectangulaire | $\frac{bh^3}{12}$ |
| | | section triangulaire | $\frac{bh^3}{36}$ |
| I_{Gx} | Moment d'inertie total du voussoir par rapport à l'axe X | | $\sum (I_{Gxi} + S_i d_i^2)$ |
| V | Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure | | h - Y_G |
| V' | Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure | | V' = Y_G |
| ρ | Rendement mécanique de la section | | $\frac{I_{Gx}}{S_i V V'}$ |
| C | L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central. | | ρ V |
| C' | L'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central. | | ρ V' |

Tab.V.1. Tableau représente les différentes formules de caractéristiques géométriques.

2. SECTION SUR CULEE :

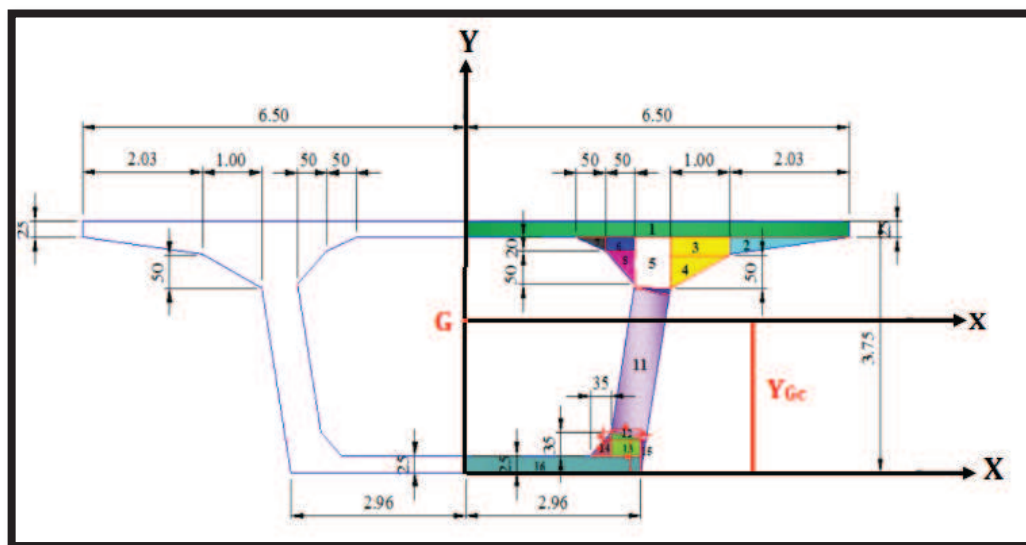


Figure.V.1 : Voussoir sur culée

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| N° | b (m) | h (m) | S _i (m ²) | Y _{Gi} (m) | S _i ×Y _{Gi} (m ³) | d _i ² (m ²) | d _i ² ×S _i (m ⁴) | I _{Gi} (m ⁴) | I _{Gx} (m ⁴) |
|----|-------|-------|----------------------------------|---------------------|---|---|---|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | 6,5 | 0,25 | 1,625 | 3,625 | 5,891 | 1,428 | 2,3205 | 0,0085 | 2,329 |
| 2 | 2,03 | 0,25 | 0,254 | 3,417 | 0,868 | 0,974 | 0,247396 | 0,0009 | 0,248 |
| 3 | 1 | 0,25 | 0,25 | 3,375 | 0,844 | 0,893 | 0,22325 | 0,0013 | 0,225 |
| 4 | 1 | 0,5 | 0,25 | 3,083 | 0,771 | 0,426 | 0,1065 | 0,0035 | 0,110 |
| 5 | 0,6 | 0,75 | 0,45 | 3,125 | 1,406 | 0,483 | 0,21735 | 0,0211 | 0,238 |
| 6 | 0,5 | 0,2 | 0,1 | 3,4 | 0,340 | 0,941 | 0,0941 | 0,0003 | 0,094 |
| 7 | 0,5 | 0,2 | 0,05 | 3,433 | 0,172 | 1,006 | 0,0503 | 0,0001 | 0,050 |
| 8 | 0,5 | 0,5 | 0,125 | 3,133 | 0,392 | 0,494 | 0,06175 | 0,0017 | 0,063 |
| 9 | 0,6 | 0,11 | 0,03 | 2,677 | 0,080 | 0,061 | 0,00183 | 0,00002 | 0,002 |
| 10 | 0,01 | 0,05 | 0,00025 | 2,767 | 0,001 | 0,114 | 0,0000285 | 3,5×10 ⁻⁸ | 0,000 |
| 11 | 0,6 | 2,18 | 1,31 | 1,69 | 2,214 | 0,548 | 0,71788 | 0,518 | 1,236 |
| 12 | 0,59 | 0,11 | 0,03 | 0,527 | 0,016 | 3,621 | 0,10863 | 0,00002 | 0,109 |
| 13 | 0,5 | 0,24 | 0,12 | 0,37 | 0,044 | 4,244 | 0,50928 | 0,0006 | 0,510 |
| 14 | 0,35 | 0,35 | 0,06 | 0,367 | 0,022 | 4,256 | 0,25536 | 0,00004 | 0,255 |
| 15 | 0,09 | 0,49 | 0,02 | 0,327 | 0,007 | 4,422 | 0,08844 | 0,0003 | 0,089 |
| 16 | 2,96 | 0,25 | 0,74 | 0,125 | 0,093 | 5,313 | 3,93162 | 0,0039 | 3,936 |
| Σ | | | 5,414 | | 13,159 | | | | 9,494 |

Tab. V.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur culée.

$$\begin{aligned}
 Y_{Gc} &= 2.43\text{m} \\
 S_c &= 2 \times 5.414 = 10.83 \text{ m}^2 \\
 V &= 1.32 \text{ m} \\
 V' &= 2.43 \text{ m} \\
 I_c &= 2 \times 9.50 = 19\text{m}^4 \\
 \rho &= 0.547 \\
 C &= 0.72 \text{ m} \\
 C' &= 1.33 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Remarque :

Les caractéristiques géométriques données par le tableau (V-2) concernant le voussoir sur pile, ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation.

3. SECTION SUR PILE :

3.1. Section vide :

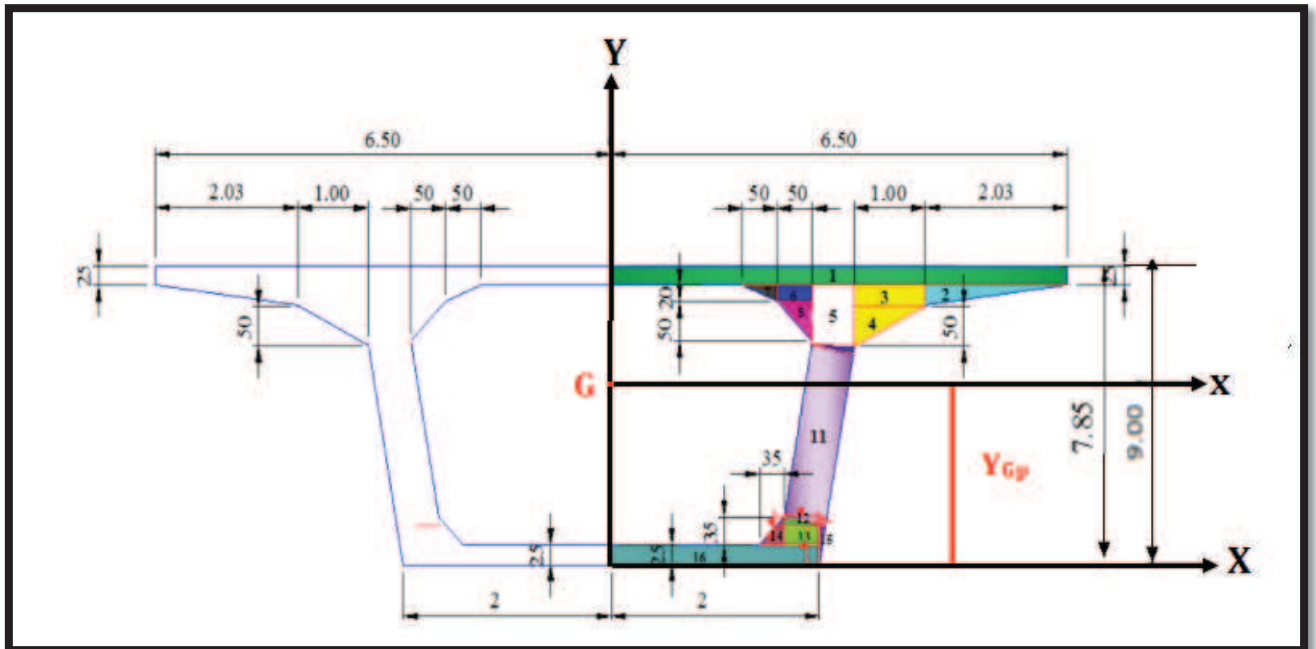


Figure .V.2: Voussoir sur pile vide

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| N° | b (m) | h (m) | S _i (m ²) | Y _{Gi} (m) | S _i ×Y _{Gi} (m ³) | di ² (m ²) | di ² ×Si (m ⁴) | I _{Gi} (m ⁴) | I _{Gx} (m ⁴) |
|----|-------|-------|----------------------------------|---------------------|---|-----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | 6,5 | 0,25 | 1,625 | 8,875 | 14,422 | 14,326 | 23,280 | 0,0085 | 23,288 |
| 2 | 2,03 | 0,25 | 0,254 | 8,667 | 2,201 | 12,795 | 3,250 | 0,0009 | 3,251 |
| 3 | 1 | 0,25 | 0,25 | 8,625 | 2,156 | 12,496 | 3,124 | 0,0013 | 3,125 |
| 4 | 1 | 0,5 | 0,25 | 8,333 | 2,083 | 10,517 | 2,629 | 0,0035 | 2,633 |
| 5 | 0,6 | 0,75 | 0,45 | 8,375 | 3,769 | 10,791 | 4,856 | 0,0211 | 4,877 |
| 6 | 0,5 | 0,2 | 0,1 | 8,65 | 0,865 | 12,674 | 1,267 | 0,0003 | 1,268 |
| 7 | 0,5 | 0,2 | 0,05 | 8,683 | 0,434 | 12,91 | 0,646 | 0,0001 | 0,646 |
| 8 | 0,5 | 0,5 | 0,125 | 8,383 | 1,048 | 10,844 | 1,356 | 0,0017 | 1,357 |
| 9 | 0,6 | 0,11 | 0,033 | 7,926 | 0,262 | 8,043 | 0,265 | 0,00002 | 0,265 |
| 10 | 0,01 | 0,05 | 0,0003 | 8,016 | 0,002 | 8,561 | 0,002 | 3,5×10 ⁻⁸ | 0,002 |
| 11 | 0,6 | 6,86 | 4,116 | 4,68 | 19,263 | 0,168 | 0,691 | 16,141 | 16,832 |
| 12 | 0,59 | 0,11 | 0,032 | 1,177 | 0,038 | 15,312 | 0,490 | 0,0002 | 0,490 |
| 13 | 0,38 | 0,24 | 0,091 | 1,02 | 0,093 | 16,565 | 1,507 | 0,0004 | 1,508 |
| 14 | 0,35 | 0,35 | 0,061 | 1,017 | 0,062 | 16,589 | 1,012 | 0,0004 | 1,012 |
| 15 | 0,21 | 1,14 | 0,12 | 0,76 | 0,091 | 18,75 | 2,250 | 0,0086 | 2,259 |
| 16 | 2 | 0,9 | 1,8 | 0,45 | 0,810 | 21,53 | 38,754 | 0,1215 | 38,876 |
| Σ | | | 9,357 | | 47,599 | | 85,380 | | 101,689 |

Tab.V.3 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

$$Y_{Gp} = 5.09 \text{ m}$$

$$S = 2 \times 9.357 = 18.71 \text{ m}^2$$

$$V = 3.91 \text{ m}$$

$$V' = 5.09 \text{ m}$$

$$I_p = 2 \times 101.70 = 203.38 \text{ m}^4$$

$$\rho = 0.546$$

$$C = 2.13 \text{ m}$$

$$C' = 2.78 \text{ m}$$

3.2. Section plein :

Le voussoir sur pile est conçu presque plein pour répondre aux efforts tranchants qui sont très importants ; mais on ne laisse qu'un petit vide (**0,8x2m**), à fin de permettre de circuler pour des raisons de vérification et de manœuvres. L'accès est toujours assuré à l'intérieur du tablier. Il est représenté par la figure ci-après, ses caractéristiques géométriques sont données dans le tableau ci-dessous :

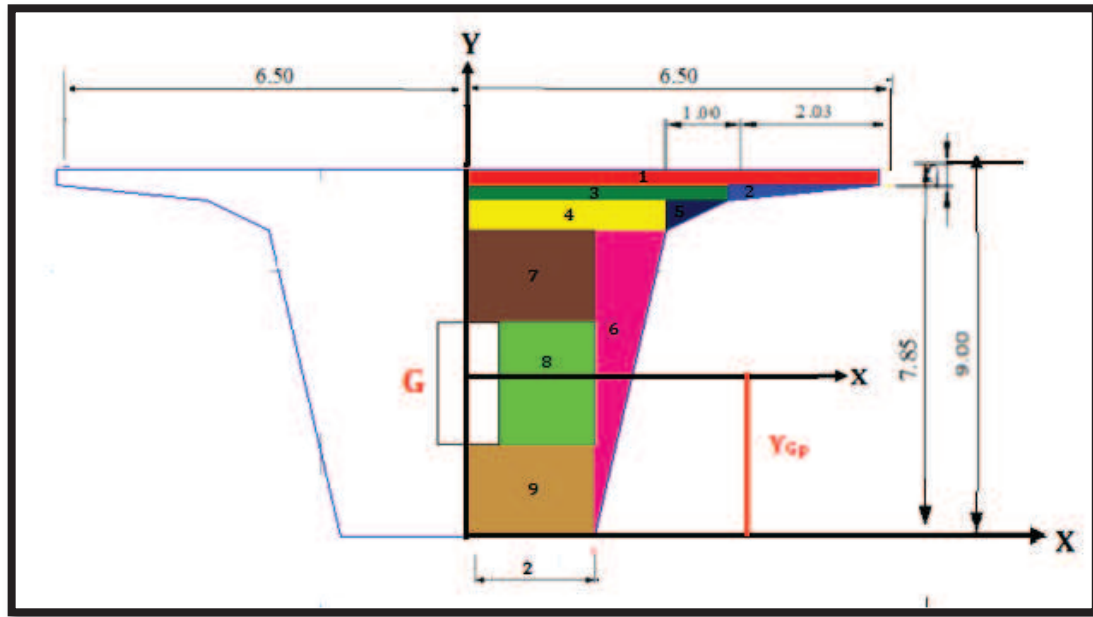


Figure V.3 : Voussoir plein sur pile

Les résultats dans le tableau suivant :

| N° | b (m) | h (m) | S _i (m ²) | Y _{Gi} (m) | S _i ×Y _{Gi} (m ³) | d _i ² (m ²) | d _i ² ×S _i (m ⁴) | I _{Gi} (m ⁴) | I _{Gx} (m ⁴) |
|----|-------|-------|----------------------------------|---------------------|---|---|---|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | 6,5 | 0,25 | 1,625 | 8,875 | 14,422 | 13,727 | 22,306 | 0,0085 | 22,315 |
| 2 | 2,03 | 0,25 | 0,25375 | 8,666 | 2,199 | 12,222 | 3,101 | 0,0009 | 3,102 |
| 3 | 4,47 | 0,25 | 1,1175 | 8,625 | 9,638 | 11,937 | 13,340 | 0,0058 | 13,345 |
| 4 | 3,47 | 0,5 | 1,735 | 8,25 | 14,314 | 9,4864 | 16,459 | 0,0361 | 16,495 |
| 5 | 1 | 0,5 | 0,25 | 8,333 | 2,083 | 10,005 | 2,501 | 0,0035 | 2,505 |
| 6 | 1,47 | 8 | 5,88 | 5,333 | 31,358 | 0,0266 | 0,156 | 20,9067 | 21,063 |
| 7 | 2 | 3 | 6 | 6,5 | 39,000 | 1,7689 | 10,613 | 4,5000 | 15,113 |
| 8 | 1,6 | 2 | 3,2 | 4 | 12,800 | 1,3689 | 4,380 | 1,0667 | 5,447 |
| 9 | 2 | 3 | 6 | 1,5 | 9,000 | 13,469 | 80,813 | 4,5000 | 85,313 |
| Σ | | | 26,0613 | | 134,814 | | | | 184,699 |

Tab.V.4 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir plein sur pile.

$Y_{Gpp} = 5.17m$
 $S_{pp} = 52.123m^2$
 $V = 3.83m$
 $V' = 5.17m$
 $I_{pp} = 2 \times 184.699 = 369.398m^4$
 $\rho = 0.358$
 $C = 1.37m$
 $C' = 1.85m$

4. LOI DE VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES GEOMETRIQUES :

4.1. Variation des paramètres géométriques à la travée de rive:

- Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$:

En considérant le demi-fléau de rive représenté sur la figure ci dessous, pour lequel on admet :

- L'extrados est rectiligne.
- L'intrados à une hauteur constante égale à $h_c = 3.75m$ sur culée, puis il suit une variation parabolique jusqu'à atteindre une hauteur de $h_p = 9m$ au niveau de la pile.
- La tangente à l'origine de l'intrados est horizontale.
- La variation de la hauteur est parabolique, sa fonction est donnée par :
 $h(x) = ax^2 + bx + c$ Avec $b=0$

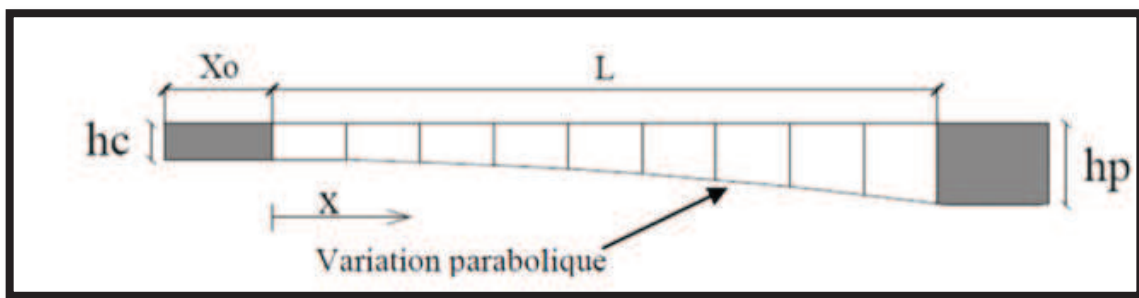


figure V.4 : Variation de a hauteur de la travée de rive.

La travée de rive contient **13** voussoirs courants, de **5m** de long chacun.

Donc : **L=65m**

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes :

- Pour $x \leq 0$: $h(X) = h_c = 3.75 \text{ m}$
 - Pour $0 < X \leq L$: $h(X) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{X}{L}\right)^2$
- On aura : $h(X) = 3.75 + 0.00124 X^2$

- Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e_{(x)}$:

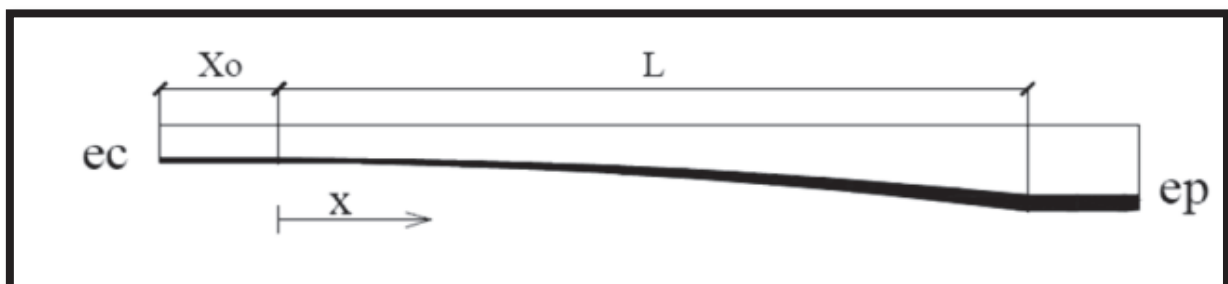


Figure V.5 : Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée de rive.

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes :

- Pour $X \leq 0$: $e(X) = e_{ic} = 0.25 \text{ m}$
- Pour $0 < X \leq L$: $e(X) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (X/L)^2$

$$e(X) = 0.25 + 0.000154 X^2$$

Avec : $L=65\text{m}$ $e_{ic}=0.25\text{m}$ $e_p = 0.9\text{m}$.

- Variation de la section $S(x)$:

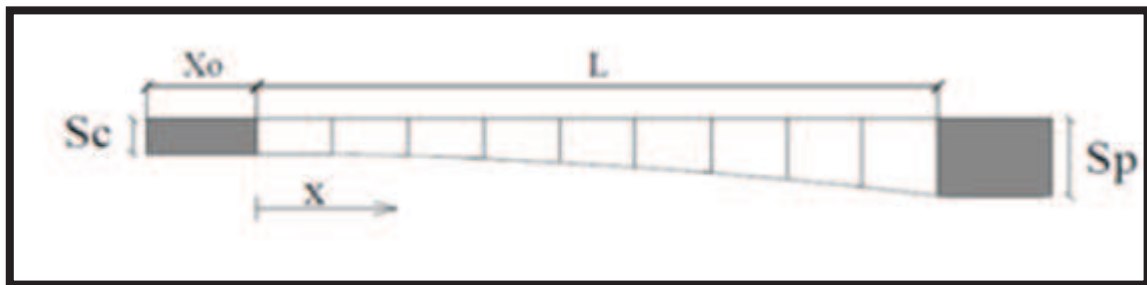


Figure V.6 : Variation de la section de la travée de rive.

$$S_c = 10.83\text{m}^2 \quad S_p = 18.71 \text{ m}^2 \quad L=65\text{m}$$

Pour $x \leq 0$ $S(x) = S_c = 10.83\text{m}^2$

Pour $0 \leq x \leq L$ $S(x) = S_c + (S_p - S_c) (X/L)^2$

$$S(x) = 10.83 + 1,86508 \times 10^{-3} x^2$$

- Variation de l'inertie $I(x)$:

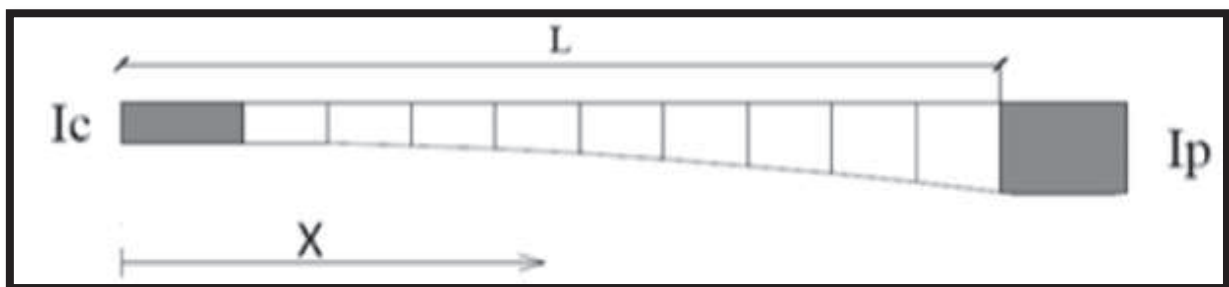


Figure V.7 : Variation de l'inertie de la travée de rive.

$$I_c = 19 \text{ m}^4 \quad I_p = 203.38 \text{ m}^4 \quad L=65\text{m}$$

Pour $x \leq 0$ $I(x) = I_c = 19\text{m}^4$

Pour $0 \leq x \leq L$ $I(x) = I_c [1 + k (\frac{x}{L})^2]^{5/2}$

Avec : $k = \left(\frac{I_p}{I_c}\right)^{0.4} - 1 = 1.587$

- Variation du centre de gravité:

$$Y_{Gp} = 5.09 \text{ m} \quad Y_{Gc} = 2.43 \text{ m} \quad L = 65 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x \leq 0 \quad Y_G(x) = Y_{Gc} = 2.43 \text{ m}$$

$$\text{Pour } 0 \leq x \leq L \quad Y_G(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$Y_G(x) = 2.43 + 0.00063x^2$$

4.2. Variation des paramètres géométriques à demi-travée intermédiaire :

- Variation de la hauteur de la poutre $h(x)$:

En considérant le fléau intermédiaire représenté sur la figure ci-dessous :
Comme la travée est symétrique, donc on peut s'intéresser uniquement à sa moitié (demi-fléau).

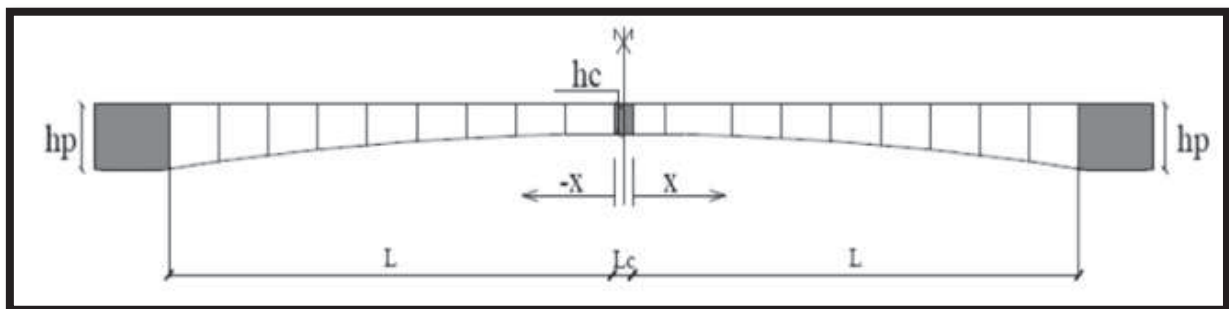


Figure V.8 : Variation de la hauteur de la travée intermédiaire

La demi-travée intermédiaire contient 14 voussoirs courants, de 5 m de long chacun.

Donc **L=70m**

La variation des hauteurs est donnée par les relations suivantes :

$$\text{Si } 0 \leq x \leq L \quad h(x) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$\text{On aura :} \quad h(x) = 3,75 + 0,00107x^2$$

- Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:

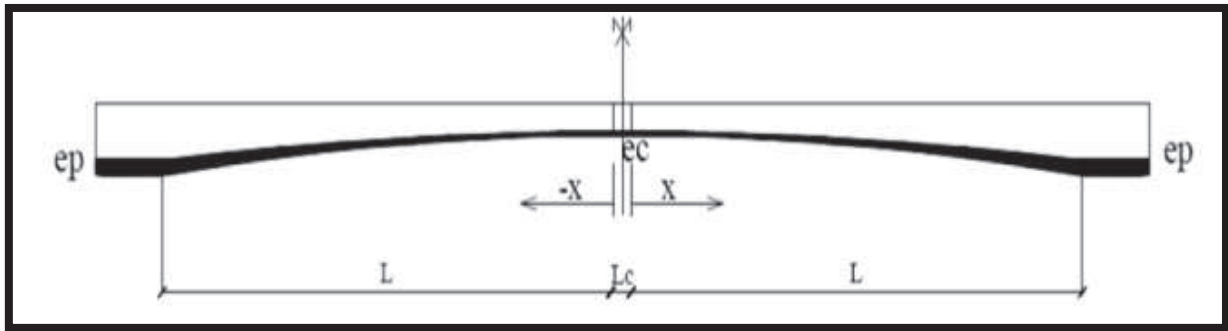


Figure IV.9: Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur de la travée intermédiaire.

$$L=70 \qquad e_c = 0.25\text{m} \qquad e_p = 0.9\text{m}$$

$$\text{pour } 0 \leq x \leq L : \qquad e(x) = e_{ic} + (e_p - e_{ic}) (X/L)^2$$

$$e(x) = 0.25 + 0.000132 X^2$$

- Variation de la section $S(x)$:

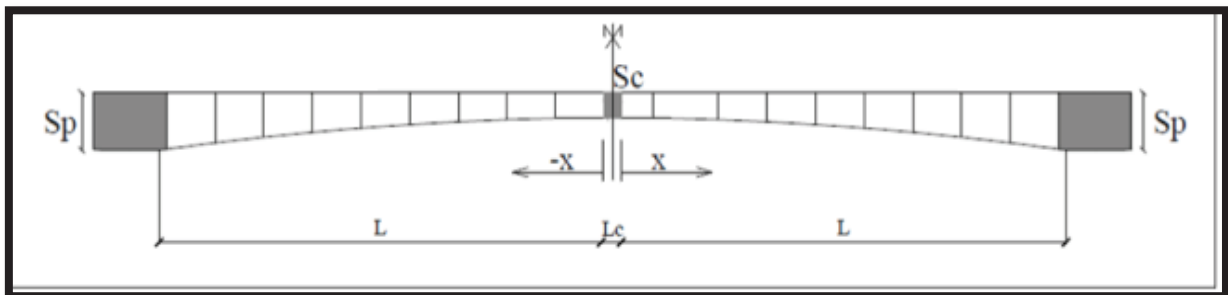


Figure V.10 : Variation de la section de la travée intermédiaire.

$$S_c = 10.83\text{m}^2 \qquad S_p = 18.71 \text{ m}^2 \qquad L=70\text{m}$$

$$\text{Pour } 0 \leq X \leq L \qquad S(X) = S_c + (S_p - S_c) (X/L)^2$$

$$S(x) = 10.83 + 0.0016x^2$$

- Variation de l'inertie $I(x)$:

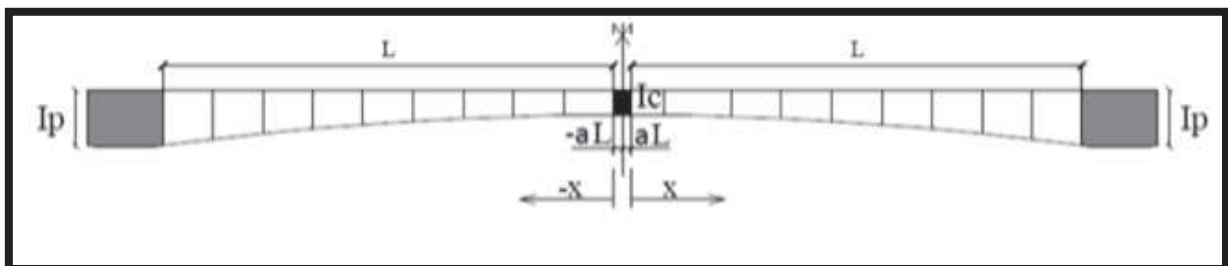


Figure V.11: Variation de l'inertie du demi-fléau de la travée intermédiaire.

$$I_c = 19 \text{ m}^4$$

$$I_p = 204.62 \text{ m}^4$$

$$L = 65 \text{ m}$$

Pour $0 \leq x \leq L$

$$I(x) = I_c \left[1 + k \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right]$$

Avec : $k = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 = 1.587$

- **Variation du centre de gravité:**

$$Y_{Gp} = 5.09 \text{ m}$$

$$Y_{GC} = 2.43 \text{ m}$$

$$L = 70 \text{ m}$$

Pour $0 \leq x \leq L$

$$Y_{G(x)} = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC}) \left(\frac{x}{L} \right)^2$$

$$Y_{G(x)} = 2.43 + 0.00054x^2$$

5. **CONCLUSION :**

La loi de variation est parabolique, sa fonction est donnée par : $h(x) = ax^2 + Bx + c$ ce qui nous conduit au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissante des piles vers la clé. Les différents paramètres de la travée de rive et de la travée intermédiaire sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Paramètres de la travée de rive :

| Abs(X) (m) | h(X) (m) | e(X) (m) | S(x) (m ²) | I _{xG} /X (m ⁴) | YG(x) (m) | V (m) | V' (m) | ρ | C (m) | C' (m) |
|---------------|-------------|-------------|---------------------------|---|--------------|----------|-----------|-------|----------|-----------|
| -34 | 3,75 | 0,25 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,43 | 0,547 | 0,72 | 1,33 |
| -2 | 3,75 | 0,25 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,43 | 0,547 | 0,72 | 1,33 |
| 0 | 3,75 | 0,25 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,43 | 0,547 | 0,72 | 1,33 |
| 5 | 3,78 | 0,25 | 10,88 | 19,47 | 2,45 | 1,33 | 2,45 | 0,551 | 0,73 | 1,35 |
| 10 | 3,87 | 0,26 | 11,02 | 20,83 | 2,49 | 1,38 | 2,49 | 0,551 | 0,76 | 1,37 |
| 15 | 4,03 | 0,28 | 11,25 | 23,26 | 2,57 | 1,46 | 2,57 | 0,551 | 0,80 | 1,42 |
| 20 | 4,25 | 0,31 | 11,58 | 26,93 | 2,68 | 1,57 | 2,68 | 0,553 | 0,87 | 1,48 |
| 25 | 4,52 | 0,35 | 12,00 | 32,13 | 2,82 | 1,70 | 2,82 | 0,559 | 0,95 | 1,58 |
| 30 | 4,87 | 0,39 | 12,51 | 39,26 | 3,00 | 1,87 | 3,00 | 0,559 | 1,05 | 1,68 |
| 35 | 5,27 | 0,44 | 13,11 | 48,81 | 3,20 | 2,07 | 3,20 | 0,562 | 1,16 | 1,80 |
| 40 | 5,73 | 0,5 | 13,81 | 61,41 | 3,44 | 2,29 | 3,44 | 0,564 | 1,29 | 1,94 |
| 45 | 6,26 | 0,56 | 14,61 | 77,84 | 3,71 | 2,55 | 3,71 | 0,563 | 1,44 | 2,09 |
| 50 | 6,85 | 0,64 | 15,49 | 99,04 | 4,01 | 2,85 | 4,01 | 0,561 | 1,60 | 2,25 |
| 55 | 7,5 | 0,72 | 16,47 | 126,12 | 4,34 | 3,16 | 4,34 | 0,558 | 1,77 | 2,42 |
| 60 | 8,21 | 0,8 | 17,54 | 160,39 | 4,70 | 3,51 | 4,70 | 0,554 | 1,95 | 2,60 |
| 65 | 9 | 0,9 | 18,71 | 203,38 | 5,09 | 3,91 | 5,09 | 0,546 | 2,13 | 2,78 |

Tab.V.5 : Tableau récapitulatif de la variation des différents paramètres de la travée de rive.

Paramètres de la travée intermédiaire

| Abs(X) (m) | h(X) (m) | e(X) (m) | S(x) (m²) | I_{xG}/X (m⁴) | YG(x) (m) | V (m) | V' (m) | ρ | C (m) | C' (m) |
|-----------------------|---------------------|---------------------|---------------------------------|---|----------------------|------------------|-------------------|--------------|------------------|-------------------|
| -1 | 3,75 | 0,25 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,43 | 0,547 | 0,72 | 1,33 |
| 0 | 3,75 | 0,25 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,43 | 0,547 | 0,72 | 1,33 |
| 5 | 3,78 | 0,25 | 10,87 | 19,39 | 2,44 | 1,34 | 2,44 | 0,545 | 0,73 | 1,33 |
| 10 | 3,86 | 0,26 | 10,99 | 20,57 | 2,48 | 1,38 | 2,48 | 0,547 | 0,75 | 1,36 |
| 15 | 4 | 0,28 | 11,19 | 22,64 | 2,55 | 1,45 | 2,55 | 0,547 | 0,79 | 1,40 |
| 20 | 4,18 | 0,3 | 11,47 | 25,74 | 2,65 | 1,53 | 2,65 | 0,553 | 0,85 | 1,47 |
| 25 | 4,42 | 0,33 | 11,84 | 30,08 | 2,82 | 1,6 | 2,82 | 0,563 | 0,90 | 1,59 |
| 30 | 4,71 | 0,37 | 12,28 | 35,94 | 2,92 | 1,79 | 2,92 | 0,560 | 1,00 | 1,64 |
| 35 | 5,06 | 0,41 | 12,80 | 43,69 | 3,09 | 1,97 | 3,09 | 0,561 | 1,10 | 1,73 |
| 40 | 5,46 | 0,46 | 13,40 | 53,79 | 3,29 | 2,17 | 3,29 | 0,562 | 1,22 | 1,85 |
| 45 | 5,92 | 0,52 | 14,09 | 66,79 | 3,5 | 2,42 | 3,5 | 0,560 | 1,35 | 1,96 |
| 50 | 6,42 | 0,58 | 14,85 | 83,36 | 3,78 | 2,64 | 3,78 | 0,563 | 1,49 | 2,13 |
| 55 | 7 | 0,65 | 15,69 | 104,30 | 4 | 3 | 4 | 0,554 | 1,66 | 2,22 |
| 60 | 7,6 | 0,73 | 16,62 | 130,54 | 4,37 | 3,23 | 4,37 | 0,556 | 1,80 | 2,43 |
| 65 | 8,27 | 0,81 | 17,62 | 163,15 | 4,71 | 3,56 | 4,71 | 0,552 | 1,97 | 2,60 |
| 70 | 9 | 0,9 | 18,71 | 203,38 | 5,09 | 3,91 | 5,09 | 0,546 | 2,13 | 2,78 |

Tab.V.6 : Tableau de la variation des différents paramètres de ½ de la travée intermédiaire

CHAPITRE VI



Charges et surcharges

INTRODUCTION :

La définition des différentes sollicitations qui agissent sur notre ouvrage que ça soit en phase de construction ou en phase de service, nous permet de définir les aléas à auxquels notre étude fera face pour que l'ouvrage garde ses fonctions.

1. CARACTERISTIQUES DU PONT :

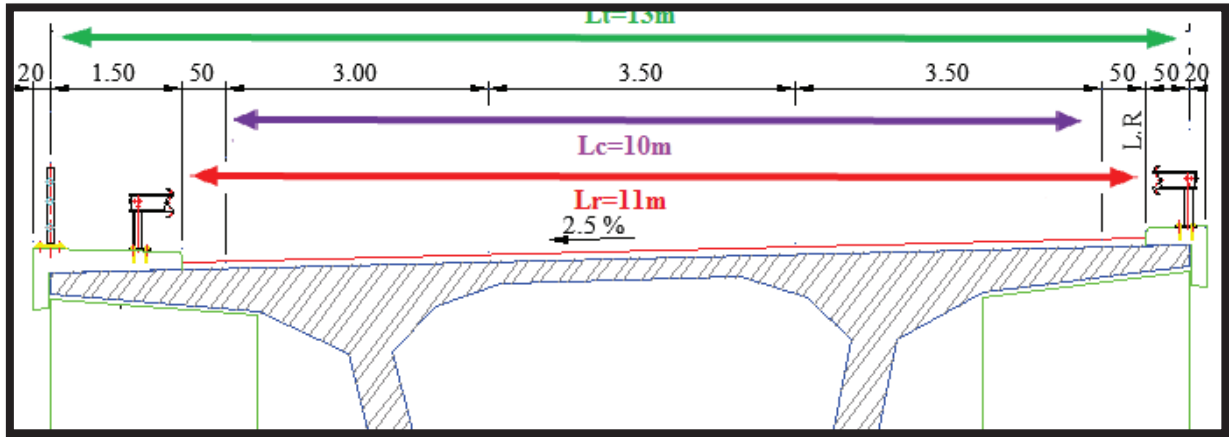


Figure VI.1 : Schéma explicatif des différentes largeurs du pont.

1.1. La largeur roulable L_R :

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordure, elle comprend également des bandes dérasées, bandes d'arrêt d'urgence (BAU).
 Dans notre cas : $L_R = 11m$

1.2. La largeur chargeable L_C :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0, 5m de deux côtés.

En général la largeur chargeable s'écrit sous la forme suivante :

$$L_C = L_R - 2 \times 0.5$$

Si le pont ne comporte pas de bande d'arrêt d'urgence, alors : $L_C = L_R$

Dans notre cas : $L_C = 10 m$

1.3. Largeur totale L_T :

Dans notre cas : $L_T = 13m$

1.4. Nombre de voies de circulation :

C'est le rapport de la largeur chargeable sur 3, exception faite pour les chaussées où la largeur est comprise entre 5 et 6 m dont il faut prendre 2 voies.

$$N_v = \frac{L_C}{3} = \frac{10}{3} = 3,33$$



$$N_v = 3,33 \text{ Voies}$$

1.5. La largeur de la voie :

C'est le rapport de la largeur chargeable sur nombre de voies.

$$L_v = \frac{Lc}{Nv} = \frac{10}{3} = 3,33$$

Dans notre ouvrage on a :

- Une voie de 3 m.
- Deux voies de 3,5 m.

1.6. Classe du pont :

La classe du pont est donnée par le **fascicule 61 titre II**, selon le tableau suivant:

| Classe de pont | Largeur roulable (L _r) (m) |
|-------------------------------|--|
| 1^{ère} classe | L _r >= 7.00 |
| 2^{ème} classe | 5.50 < L _r < 7.00 |
| 3^{ème} classe | L _r <= 5.50 |

Tab. VI.1 : Classification des ponts

Pour notre projet ; il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable **LR= 11 m**, donc c'est un pont de **1^{ère} classe**.

2. CLASSIFICATION DES CHARGES :

Les charges appliquées à un pont sont de deux types :

- Les charges hors trafic.
- Les charges dues au trafic.

2.1. Les charges hors trafic :

2.1.1. Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

- **Elément porteur « G » :**

Ces charges concernent le tablier seul : Poids total des voussoirs

$$G = 4G_1 + 2G_2 + 6G_3 + 5 G_4 + 2 G_5$$

- Avec :
- G₁: Poids propre de voussoir sur pile plein (hp= constante).
 - G₂: Poids propre de la partie avec variation de la hauteur sur 65 m.
 - G₃: Poids propre de la partie avec variation de la hauteur sur 70 m.
 - G₄: Poids propre de voussoir à la clé.
 - G₅: poids propre de la partie coulés sur cintre (h = hc constante)

$$G_1 = [\gamma_b \cdot S_{pp} \cdot 8] = (2,5 \times 52,123 \times 8) = \mathbf{1042,46 \text{ t}}$$

$$G_2 = \gamma b \int_0^{65} (10,83 + 0,0018X^2) dx = 2,5 \left[10,83X + 0,0018 \frac{X^3}{3} \right]_0^{65} = \mathbf{2171,81t}$$

$$G_3 = \gamma b \int_0^{70} (10,83 + 0,0016X^2) dx = 2,5 \left[10,83X + 0,0016 \frac{X^3}{3} \right]_0^{70} = \mathbf{2352,58 \text{ t}}$$

$$G_4 = [\gamma_b \cdot s_c \cdot 2] = (2,5 \times 10,828 \times 2) = 54,14 \text{ t}$$

$$G_5 = [\gamma_b \cdot s_c \cdot 34] = (2,5 \times 10,828 \times 34) = 920,38 \text{ t}$$

$$\Rightarrow G = 4 (1042,46) + 2 (2171,81) + 6 (2352,58) + 5(54,14) + 2 (920,38)$$

$$G=24740,40\text{t}$$

2.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP) :

Concernent les éléments non porteurs et les installations fixes. (Revêtement, dispositif de sécurité et charges des trottoirs).

2.1.2.1. Revêtement :

La chaussée du pont est composée d'une **couche d'étanchéité (1cm)** et d'une **couche de roulement (8cm)** pour le trafic, avec les densités suivantes : **2,2 t/m³**; **2,4 t/m³**.

➤ Poids de la chape d'étanchéité (P_{et})

$$P_{et} = 11 \times 0,01 \times 2,2 = 0,242 \text{ t/ml}$$

➤ Poids de la couche de roulement (P_{cr})

$$P_{cr} = 11 \times 0,08 \times 2,4 = 2,112 \text{ t/ml}$$

$$P_{rev} = P_{et} + P_{cr} \Rightarrow P_{rev} = 2,354 \text{ t/ml}$$

2.1.2.2. Poids du dispositif de sécurité «P_{ds}» :

C'est le poids des glissières de sécurité plus les garde-corps.

➤ Poids des glissières de sécurité «P_{gli}» :

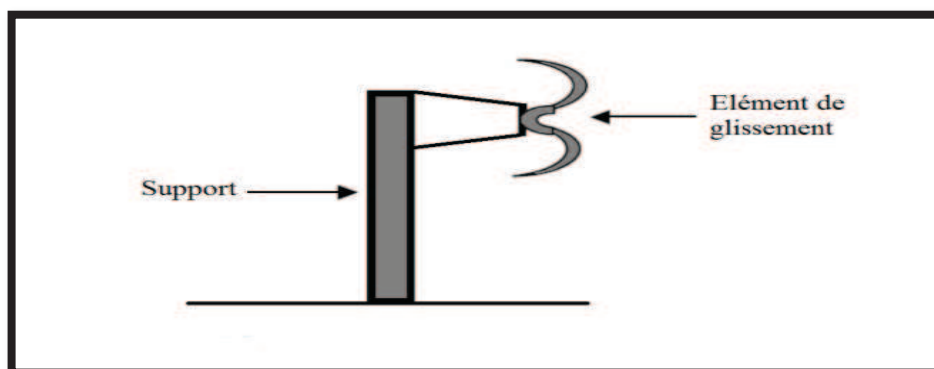


Figure VI.2 : Glissière de sécurité.

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : **0,06 t/ml**.

Donc Pour deux glissières :

$$P_{gli} = 2 \times 0,06 = 0,12 \text{ t/ml}$$

➤ Poids des garde-corps « P_{gc} »

Le poids d'un garde corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à **0,1 t/ml**.

Donc :

$P_{gc} = 0.1 \text{ t/m}$ (car le trottoir à gauche ne contient pas de garde corps)

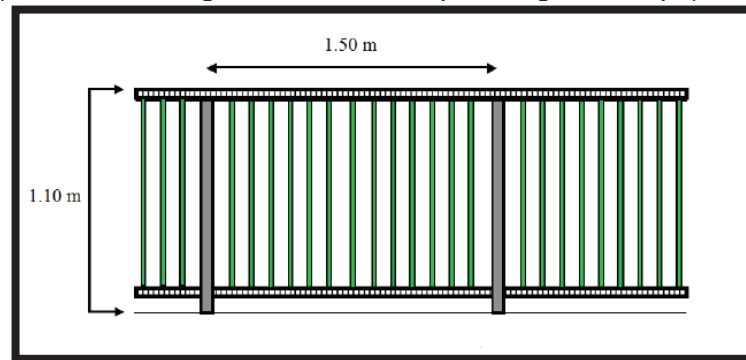


Figure VI.3 : Schéma d'un garde corps.

$$P_{ds} = P_{gli} + P_{gc} \Rightarrow P_{ds} = 0,22 \text{ t/ml}$$

2.1.2.3. Poids de la corniche et trottoirs :

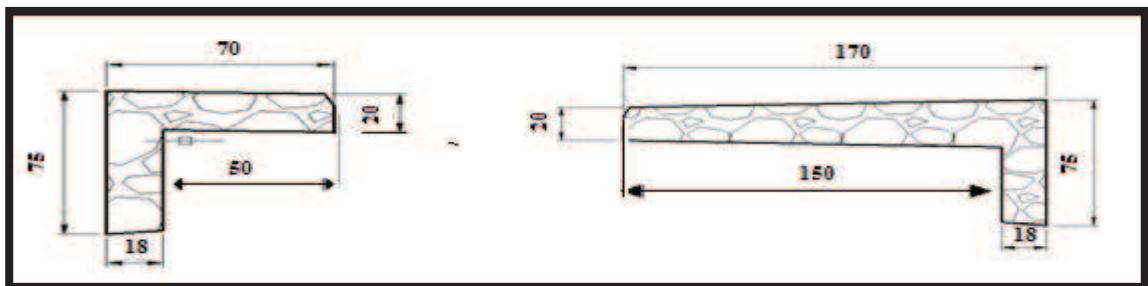


Figure VI.4: Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

Poids de trottoir plus corniche est égale à la surface d'une coupe transversal de trottoir plus corniche multiplié par le poids volumique.

Pour le trottoir de gauche : (tr+corniche) = $2.5 \times 0.4936 = 1.234 \text{ t/ml}$

Pour le trottoir de droite : (tr+corniche) = $2.5 \times 0.2370 = 0.592 \text{ t/ml}$

$$P (\text{tr+corniche}) = 1.826 \text{ t/ml}$$

D'où:

$$\text{CCP} = \text{Prevêtement} + P_{ds} + P (\text{tr+corniche})$$

$$\text{CCP} = 2,354 + 0,22 + 1.826 \Rightarrow \text{CCP} = 4.4 \text{ t / ml}$$

$$\Rightarrow \text{La charge permanente totale } G_t = G + \text{CCP} = 24740,40 + 4,4 \times 660$$

⇒ $G_t = 27644,4 \text{ t / ml}$

2.2. Les charges dues au trafic:

2.2.1. Charges routières :

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charges A (L).
- Système charge B (B_c, B_t, B_r).
- La surcharge militaire $Mc120$.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

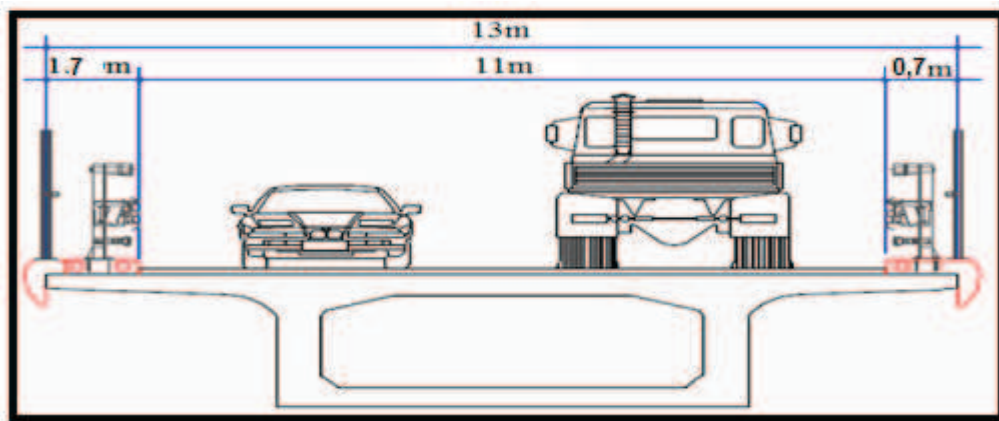


Figure VI.5: Charges routières.

2.2.1.1. Système de charges A (L) :

Pour les ponts supportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A (L), donnée ci-dessous :

$$A(L) = 0,23 + (36/L+12) \quad (\text{t/m}^2)$$

Tel que :

L: longueur de l'élément chargé (tablier) mesuré en mètre (m).

Cette valeur de A(L) est à multiplier par des coefficients de corrections a_1 et a_2 . Cette nouvelle valeur est notée $A(L)_c$ (A(L) corrigée) tel que :

$$A(L)_c = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

- a_1 : est défini en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, ses valeurs sont données dans le tableau suivant :

| Nombre voies chargé | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥5 |
|---------------------|--------------|------|------|------|------|------|
| Classe de pont | 1 ère classe | 1.00 | 1.00 | 0.90 | 0.75 | 0.70 |
| | 2 ème classe | 1.00 | 0.90 | / | / | / |
| | 3 ème classe | 0.90 | 0.80 | / | / | / |

Tab.VI.2 : Tableau donnant les valeurs de a_1

$a_1 = 0.9$

(Pont de 1ère classe, et avec 03 voies)

- a_2 : est donnée par la formule suivante : $a_2 = \frac{V^\circ}{V}$

V° dépend de la classe :

| |
|---|
| $V^\circ = 3.5 \text{ m}$ pour pont de 1ère classe. |
| $V^\circ = 3 \text{ m}$ pour pont de 2ème classe. |
| $V^\circ = 2.75 \text{ m}$ pour pont de 3ème classe. |

Pour notre cas : $V^\circ = 3.5 \text{ m}$

V : largeur réel de la voie. $V = \frac{L_r}{3} = \frac{11}{3} = 3,666\text{m}$

D'où :

$a_2 = 0.955$

⇒ Ce qui donne : $A_c = 0.9 \times 0.954 \text{ A(L)} = 0.8586 \text{ A(L)}$

$A_c = 0.8586 \text{ A(L)}$

- Placement de la charge **A(I)** sur le tablier :

Le choix du placement de la charge **A(I)** sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max ne peut pas être déterminé directement, pour se faire il faut donc envisager les différents cas de chargement possible.

Dans notre cas, nous avons **9 cas** de chargement possible illustré sur la figure ci-dessous :

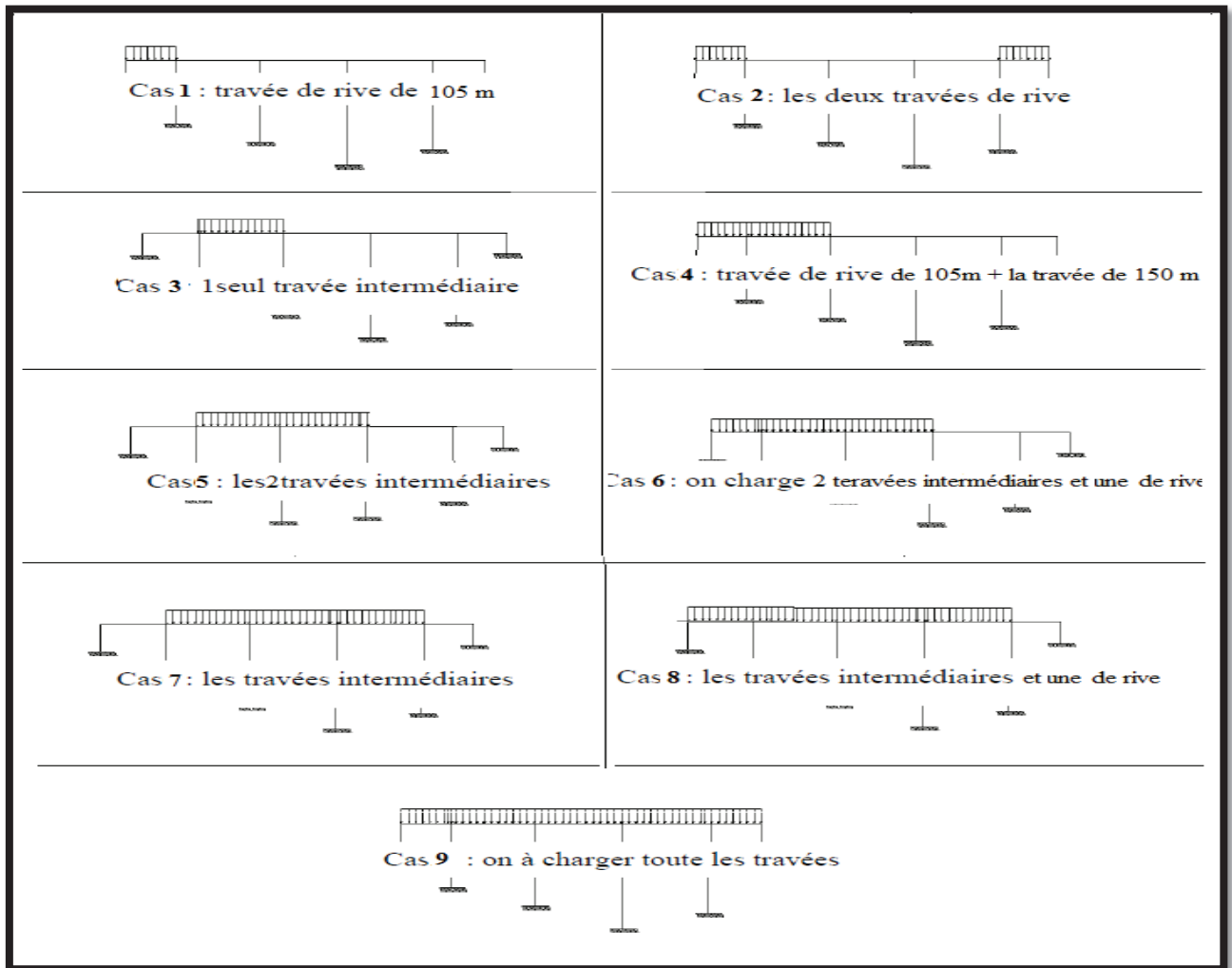


Figure VI.6: Les différents cas de placement de la charge $A(l)$ sur le tablier.

Les différentes valeurs de $A(l)$ sont données par le tableau suivant :

| Cas N° | L (m) | $A(l)$ (t/m^2) | a_2 | a_1 pour 1 et 2 voies | a_1 pour 3 voies | A_c pour 1 et 2 voie | A_c pour 3 voies | 1 voie de 3.5m | 2 voies de 7m | 3 voies de 10m |
|--------|-------|--------------------|-------|-------------------------|--------------------|------------------------|--------------------|----------------|---------------|----------------|
| 1 | 105 | 0,538 | 0,955 | 1 | 0,9 | 0,513 | 0,462 | 1,797 | 3,594 | 4,621 |
| 2 | 210 | 0,392 | 0,955 | 1 | 0,9 | 0,375 | 0,337 | 1,311 | 2,622 | 3,371 |
| 3 | 150 | 0,452 | 0,955 | 1 | 0,9 | 0,432 | 0,389 | 1,512 | 3,023 | 3,887 |
| 4 | 255 | 0,365 | 0,955 | 1 | 0,9 | 0,348 | 0,314 | 1,219 | 2,439 | 3,136 |
| 5 | 300 | 0,345 | 0,955 | 1 | 0,9 | 0,330 | 0,297 | 1,154 | 2,309 | 2,969 |
| 6 | 405 | 0,316 | 0,955 | 1 | 0,9 | 0,302 | 0,272 | 1,057 | 2,115 | 2,719 |
| 7 | 450 | 0,308 | 0,955 | 1 | 0,9 | 0,294 | 0,265 | 1,029 | 2,058 | 2,647 |
| 8 | 555 | 0,293 | 0,955 | 1 | 0,9 | 0,280 | 0,252 | 0,981 | 1,962 | 2,523 |
| 9 | 660 | 0,284 | 0,955 | 1 | 0,9 | 0,271 | 0,244 | 0,948 | 1,896 | 2,437 |

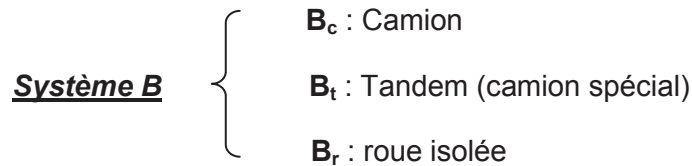
Tab.VI.3: Tableau donnant les valeurs de $A(l)$ pour chaque cas de charge.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Le cas le plus défavorable vaut : **4,621 t/ml**, sur la travée de rive de **105 m**.

2.2.1.2. Système de charge B :

Le système de charges **B** comprend trois systèmes distincts (**B_c**, **B_t**, **B_r**) dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont.



• Système de charges B_c :

- masse totale**30 t**
- Masse portée par chacun des deux essieux arrière**12 t**
- Masse portée par l'essieu avant **6t**
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière **4,5 m**
- Distance entre les deux essieux arrière **1,5 m**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu**2m**

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : Le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

Disposition dans le sens longitudinal : Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon à produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

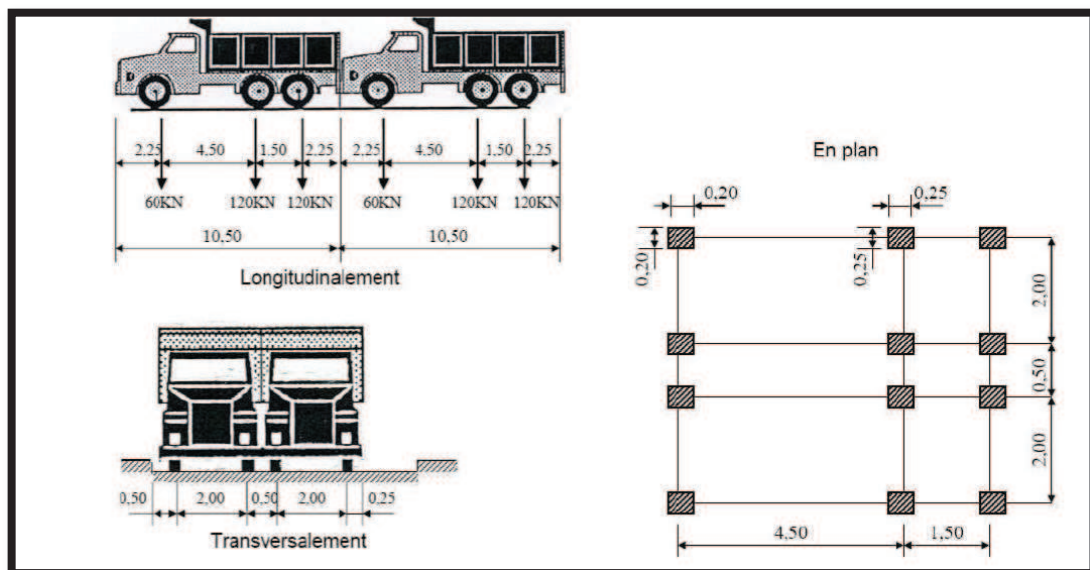


Figure VI.7: Dimensions du système B_c

En fonction de la classe du pont et le nombre de files considérées, la valeur de charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient **bc** qui est donné dans le tableau suivant :

| Nombre de files considéré | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|---------------------------|-------------|------|------|------|------|------|
| Classe de pont | 1ere classe | 1.20 | 1.10 | 0.95 | 0.80 | 0.70 |
| | 2eme classe | 1.00 | 1.00 | / | / | / |
| | 3eme classe | 1.00 | 0.80 | / | / | / |

Tab.VI.4: Valeurs de coefficient bc.

❖ **Coefficient de majoration dynamique δ :**

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+\frac{4G}{S}}$$

Tels que :

L: représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G: sa charge permanente.

S: sa charge B maximale.

$$S = n \times 30 \times bc$$

avec

$\left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de camion} \\ 30t : \text{un camion} \end{array} \right.$

Les valeurs de **S** et de **δ** pour les différents cas de la charge **B_c** sont données par le tableau suivant :

| Cas N° | L (m) | G (t) | bc 1 file | bc 2 files | bc 3 files | S (t) 1 file | S (t) 2 files | S (t) 3 files | δ 1 file | δ 2 files | δ 3 files |
|--------|-------|---------|-----------|------------|------------|--------------|---------------|---------------|----------|-----------|-----------|
| 1 | 105 | 4129,56 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,0208 | 1,0229 | 1,0243 |
| 2 | 210 | 8259,12 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,0106 | 1,0117 | 1,0124 |
| 3 | 150 | 6461,76 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,0146 | 1,0160 | 1,0168 |
| 4 | 255 | 10591,3 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,0087 | 1,0096 | 1,0101 |
| 5 | 300 | 12923,5 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,0074 | 1,0081 | 1,0085 |
| 6 | 405 | 17053,1 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,0055 | 1,0060 | 1,0064 |
| 7 | 450 | 19385,3 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,0050 | 1,0054 | 1,0057 |
| 8 | 555 | 23514,8 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,0040 | 1,0044 | 1,0047 |
| 9 | 660 | 27644,4 | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 72 | 132 | 171 | 1,0034 | 1,0037 | 1,0039 |

Tab.VI.5: Calcul des valeurs de S et δ pour les différents cas de charge BC.

• **Système de charges B_t :**

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivants :

- Masse portée par chaque essieu est 16 t

- Distance des deux essieux est de.....1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu est de2 m.

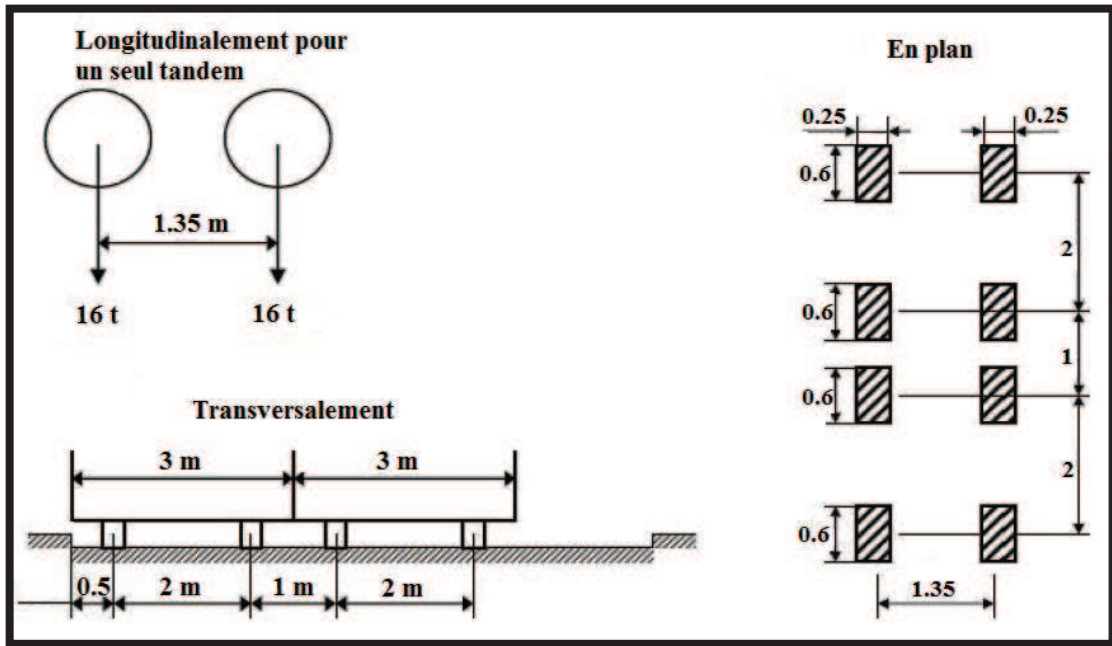


Figure VI.8 : Les dimensions du système B_t .

En fonction de la classe du pont, la valeur de charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient B_t qui est donné dans le tableau suivant :

| Classe de pont | 1 | 2 | 3 |
|----------------|---|------|---|
| B_t | 1 | 0.90 | 0 |

Tab.VI.6 : Tableau donnant les valeurs de B_t .

Remarque :

Réglementairement le pont porte un seul camion longitudinalement quelle que soit la travée (nombre des voies).

❖ **Coefficient de majoration dynamique δ :**

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

Tels que :

- L:** représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
- G:** sa charge permanente.
- S:** la charge B_t

$S = n \times 32 \times B_t$ avec $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de camion} \\ 32t : \text{un camion} \end{array} \right.$

Les valeurs de **S** et de δ pour les différents cas de la charge **B_t** sont données par le tableau suivant :

| Cas N° | L (m) | G (t) | bc | S (t) 1 file | S (t) 2 files | δ 1 file | δ 2 files |
|--------|-------|---------|----|--------------|---------------|-----------------|------------------|
| 1 | 105 | 4129,56 | 1 | 32 | 64 | 1,0193 | 1,0205 |
| 2 | 210 | 8259,12 | 1 | 32 | 64 | 1,0099 | 1,0105 |
| 3 | 150 | 6461,76 | 1 | 32 | 64 | 1,0136 | 1,0144 |
| 4 | 255 | 10591,3 | 1 | 32 | 64 | 1,0081 | 1,0086 |
| 5 | 300 | 12923,5 | 1 | 32 | 64 | 1,0069 | 1,0073 |
| 6 | 405 | 17053,1 | 1 | 32 | 64 | 1,0052 | 1,0054 |
| 7 | 450 | 19385,3 | 1 | 32 | 64 | 1,0046 | 1,0049 |
| 8 | 555 | 23514,8 | 1 | 32 | 64 | 1,0038 | 1,0040 |
| 9 | 660 | 27644,4 | 1 | 32 | 64 | 1,0032 | 1,0034 |

Tab.VI.7 : Les valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge **B_t**.

• Systeme de charges **B_r** :

La roue isolée, qui constitue le système **B_r**, porte une masse de **100 KN** .sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure **0,60m** et le coté longitudinal **0,30 m**.

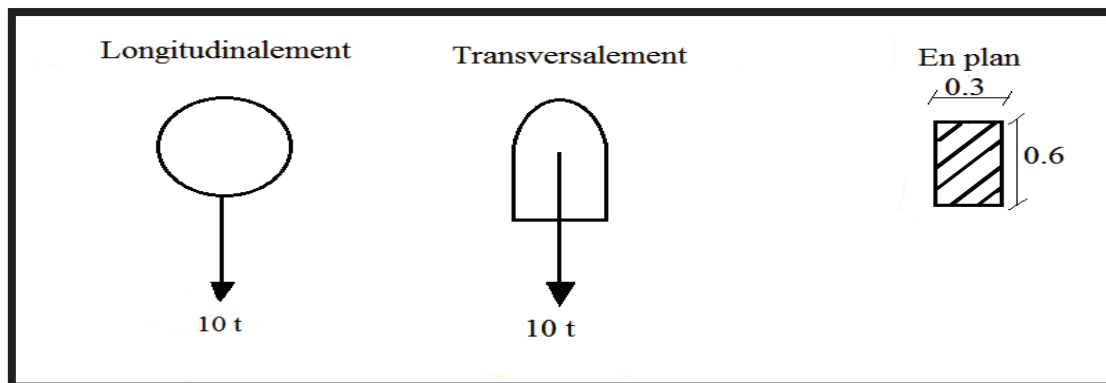


Figure VI.9 : Les dimensions du système **B_r**.

❖ Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

Avec :

$$S = 10t$$

| Cas N° | L (m) | G (t) | S (t) 1 file | δ 1 file |
|--------|-------|---------|--------------|-----------------|
| 1 | 105 | 4129,56 | 10 | 1,0185 |
| 2 | 210 | 8259,12 | 10 | 1,0095 |
| 3 | 150 | 6461,76 | 10 | 1,0131 |
| 4 | 255 | 10591,3 | 10 | 1,0078 |
| 5 | 300 | 12923,5 | 10 | 1,0067 |
| 6 | 405 | 17053,1 | 10 | 1,0050 |
| 7 | 450 | 19385,3 | 10 | 1,0045 |
| 8 | 555 | 23514,8 | 10 | 1,0036 |
| 9 | 660 | 27644,4 | 10 | 1,0031 |

Tab.VI.8 Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de charge B.

2.2.1.3. surcharges militaire Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type **Mc120** susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges **A** et **B**, ces derniers peuvent circuler en convois.

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale110 t.
- Longueur d'une chenille6,10 m.
- Largeur d'une chenille1 m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles..... 3,30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules n'est pas limité mais la distance entre deux véhicules successifs est limitée à 36,60

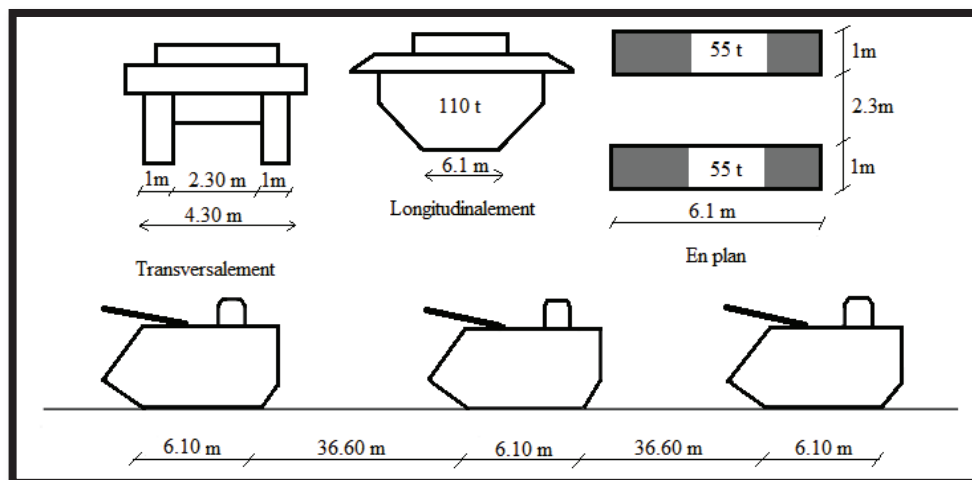


Figure VI.10 : Les dimensions du système Mc120.

❖ Coefficient de majoration dynamique δ :

Ce coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+\frac{4G}{S}}$$

Avec : $S = n \times 110 \text{ t}$

| Cas N° | L (m) | G (t) | n | S (t) | δ |
|--------|-------|---------|----|-------|----------|
| 1 | 105 | 4129,56 | 3 | 330 | 1,0299 |
| 2 | 210 | 8259,12 | 5 | 550 | 1,0191 |
| 3 | 150 | 6461,76 | 4 | 440 | 1,0229 |
| 4 | 255 | 10591,3 | 6 | 660 | 1,0169 |
| 5 | 300 | 12923,5 | 7 | 770 | 1,0154 |
| 6 | 405 | 17053,1 | 10 | 1100 | 1,0144 |
| 7 | 450 | 19385,3 | 11 | 1210 | 1,0136 |
| 8 | 555 | 23514,8 | 13 | 1430 | 1,0126 |
| 9 | 660 | 27644,4 | 16 | 1760 | 1,0124 |

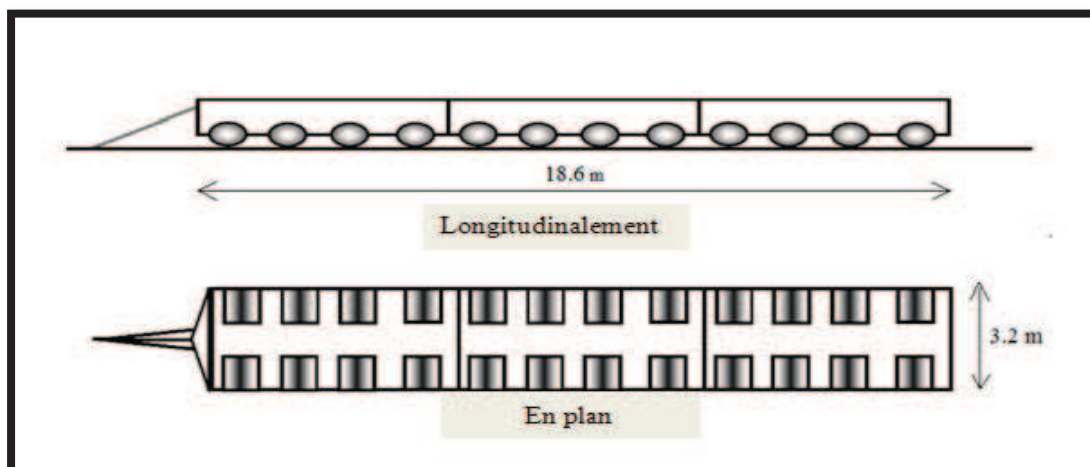
Tab.V.9 : Calcul des valeurs de S et de δ pour les différents cas de surcharge M_{C120} .

Remarque :

Les surcharges du système **B** et les surcharges militaires M_{C120} seront multipliées par la suite par un coefficient dynamique δ .

2.2.1.4. Convoi exceptionnel D_{240}

Le convoi type D_{240} comporte une remorque supportant **2400 KN** (une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de **240 t** de poids total) , ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **3,2m** de large et **18,6m** de long, le poids par mètre linéaire égal à **12,9 t/ml**.



Figure

V.11: Dimensions de système D_{240}

Remarque :

- Ce type de convoi est à prendre seul.
- La surcharge de ce convoi n'est pas majorée par le coefficient de majoration dynamique (δ) car il circule avec une vitesse très petite.

3. AUTRES SURCHARGES :

3.2. Surcharges sur les trottoirs St :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons que l'on peut assimiler à des charges réparties.

Dans notre cas on charge uniquement un seul trottoir (celui de droite). (Voir Figure V-1)

3.2.1. Charges locales (Cl) :

Elles sont utilisées pour la justification d'éléments du tablier dans le sens transversale. D'après le **fascicule 61 titre II**, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **450 kg/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

$$\text{Le trottoir chargé : } st = 0,45 \times 1,70 = \mathbf{0.765 \text{ t/ml}}$$

3.2.2. Charges générales(Cg) :

Elles sont appliquées pour les justifications dans le sens longitudinal. D'après le **fascicule 61 titre II**, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de **150 kg/m²** de façon à produire l'effet maximal envisagé.

$$\text{Le trottoir chargé : } st = 0,15 \times 1,70 = \mathbf{0.255 \text{ t/ml}}$$

3.3. Effort de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes **A(L)** et **B_c** sont susceptibles de développer des réactions de freinage (**F_r**), efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

3.3.1. Effort de freinage correspondant à la charge A(L) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A(L) est donné par le **fascicule 61 titres II** :

$$F(A_L) = A(L) \times \frac{1}{20 + 0.0035 S}$$

Avec :

- A(L)=A_c** : chargement dans le cas le plus défavorable
- S=L x L_c** : Surface chargée par m²
- L =105m** : désigne la longueur de la travée considérée.

A(L)= 0,462t/m² S =105 x 10=1050m² D'où :

F(A_L)=0, 195 KN

3.3.2. Effort de freinage correspondant à la charge B_C :

Chaque essieu d'un camion du sous système B_C peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_C que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les camions sont disposés de manière à développer l'effet de plus défavorable.

Les efforts de freinage développés par le sous système B_C ne sont pas susceptibles de majorations par effets dynamiques, donc le coefficient b_c ne s'applique pas aux efforts de freinage développés par ce système.

D'où : $F_{B_C} = B_C = 30 \text{ t}$ \Rightarrow $F_{R_c} = 300 \text{ KN}$

3.4. Force centrifuge :

Par convention les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système B_C dans les conditions suivantes :

- Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système B_C disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.
- Les effets développés par la force centrifuge sont frappés de majoration pour effets dynamiques. il ya lieu également de tenir compte des coefficients b_c

En désignant par R (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont, il y a lieu d'adopter, pour la force centrifuge développée par un essieu; une fraction de son poids égale a:

• Pour $R \leq 400\text{m}$ \Rightarrow $F_c = \frac{(R+150)B_c}{(6R+350)b}$

• Pour $R > 400\text{m}$ \Rightarrow $F_c = \frac{80 B_c}{R}$

Dans notre cas $R=500\text{m} > 400\text{m}$

\Rightarrow $F_c = \frac{80 B_c}{R} = \frac{80 \times 30}{500} = \frac{80 \times 30}{500} = 4,8\text{t}$ \Rightarrow $F_c = 48 \text{ KN}$

Remarque :

Les efforts de freinage et les force centrifuges n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis.

4. GRADIENT THERMIQUE :

On appelle gradient thermique les différences de températures qui sont dues essentiellement à l'ensoleillement qui, en raison du fort pouvoir absorbant du revêtement de chaussée, entraîne une élévation de température du hourdis supérieur, créant ainsi un gradient thermique dans les sections du tablier.

La répartition exacte de température dans un ouvrage suit des lois complexes de la forme Indiquée ci-dessus.

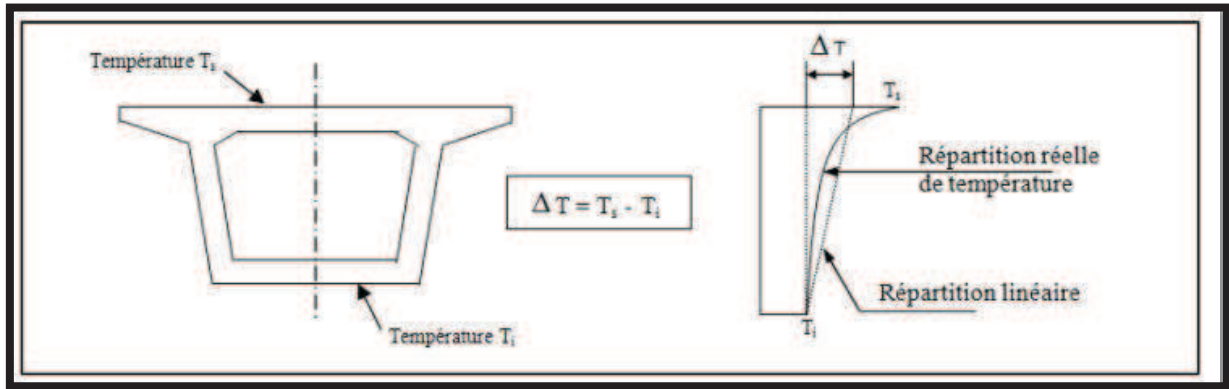


Figure VI.12 : Gradient thermique des tabliers.

On peut cependant, pour faciliter les calculs, assimiler cette loi à une variation linéaire produisant les mêmes effets globaux.

Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données comme suit :

- $\Delta T = \pm 12^\circ$ charge de courte durée est compatible avec les charges permanentes.
- $\Delta T = \pm 5^\circ$ charge de longue durée est cumulable avec les charges permanentes les charges d'exploitation.

5. LE SEISME :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

Il est d'usage de considérer l'action sismique sur un pont comme le résultat d'un mouvement (translation) d'ensemble du sol selon les trois directions auquel peut se superposer.

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

- Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'art **RPOA** ($A=0.2$)
- Notre ouvrage est classé en **zone lia**

6. LES SURCHARGES DE CHANTIER:

6.1. Charges de chantier aléatoires:

- Une charge répartie : $Q_{PRA1} = 0,02 \text{ t/m}^2$ appliquée sur un demi fléau.
- Une charge concentrée : correspond aux matériaux stockés sur le tablier (rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier et également aux personnels.

$$Q_{PRA2} = (50 + 5B) = 50 + 5 \times 13 = 115 \text{ KN} = 11,5\text{t} \longrightarrow Q_{PRA2} = 11,5\text{t}$$

B : désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson

6.2. Charges de chantier connues (Equipage mobile):

$Q_{PRC1} = 500 \text{ KN} = 50\text{t}$ appliqué au bout de fléau, et qui varie selon la longueur du voussoir et la largeur du tablier.

6.3. Effet du vent :

D'après le **fascicule 61 titre II** ; le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

$P = 2 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en service.

$P = 1.25 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

$P = 1.0 \text{ KN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

6.4. La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

6.5. Surcharges accidentelles F_A :

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à **2**.

$$F_A = 2 \times Q_{PRC1} = 2 \times 50 = 100 \text{ t}$$

7. LES COMBINAISONS DE CHARGES :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

7.1. Les coefficients de majoration : « Fascicule N°61 titre II »

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature :

| Actions | ELU | ELS |
|---|------|------|
| Charge permanente (G) | 1,35 | 1,00 |
| Surcharge A(L) | 1,60 | 1,20 |
| Système B | 1,60 | 1,20 |
| MC ₁₂₀ | 1,35 | 1,00 |
| D ₂₄₀ | 1,35 | 1,00 |
| Gradient thermique (ΔT°) | 0,00 | 0,50 |
| Vent (W) | 1,50 | 1,00 |
| Surcharge sur les trottoirs (S _t) | 1,60 | 1,00 |
| Freinage (F _f) | 1,60 | 1,20 |
| Séisme horizontale (E _x , E _y) | 1,35 | 1,00 |
| Séisme verticale (E _z) | 1,00 | 1,00 |

Tab.V.10: Les différents coefficients de majoration.

7.2. Les combinaisons d'actions : « Fascicule N°61 titre II »

Les combinaisons d'actions sont données dans le tableau suivant :

| Action prépondérante | Numéro de la combinaison | Combinaison |
|----------------------|--------------------------|----------------------------|
| ELU | 1 | $1,35G + 1,6 (A(L) + S_t)$ |
| | 2 | $1,35G + 1,6 (Bc + S_t)$ |
| | 3 | $1,35G + 1,6 (Bt + S_t)$ |
| | 4 | $1,35G + 1,35 M_{c120}$ |
| | 5 | $1,35G + 1,35 D_{240}$ |

| | | |
|-----|----|--------------------------------------|
| | 6 | $1,35G + 1,5 W$ |
| | 7 | $1,35G + 1,35 E_x$ |
| | 8 | $1,35G + 1,35 E_y$ |
| | 9 | $0,8G + E_z$ |
| ELS | 10 | $G + 1,2 (A(L) + S_t)$ |
| | 11 | $G + 1,2 (B_c + S_t)$ |
| | 12 | $G + 1,2 (B_t + S_t)$ |
| | 13 | $G + M_{c120}$ |
| | 14 | $G + D_{240}$ |
| | 15 | $G + 1,2(A(L) + S_t) + 0,5 \Delta T$ |
| | 16 | $G + 1,2(B_c + S_t) + 0,5 \Delta T$ |
| | 17 | $G + M_{c120} + 0,5 \Delta T$ |
| | 18 | $G + D_{240} + 0,5 \Delta T$ |
| | 19 | $G + W$ |

Tab.VI.11: Combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS.

8. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a procédé au calcul des charges et surcharges que notre tablier doit supporter, auxquels on a calculé les différentes sollicitations qui agissent sur notre ouvrage en service ou en construction, ainsi on a déduit les combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS du **fascicule N°61 titre II**.

CHAPITRE VII



**Etude
Longitudinale**

INTRODUCTION :

Dans ce présent chapitre on traitera les phases de réalisation d'un tablier construit en encorbellements successifs ainsi le calcul les différentes sollicitations en construction en tenant compte des phases successives de chargement de l'ouvrage qui assure la stabilité de fléau sur pile.

1. PHASES DE REALISATION :

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau, comme nous le montre la figure ci-dessous :

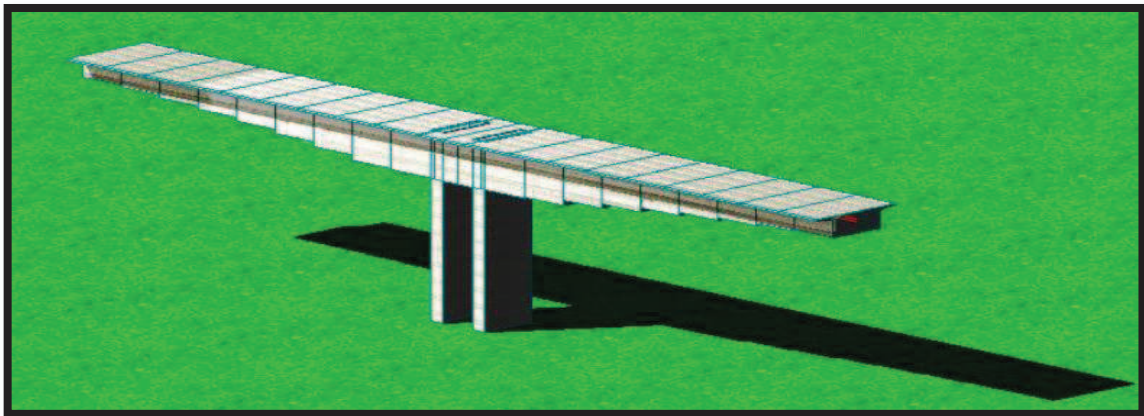


Figure VII.1: Vue 3D du fléau

On reporte ci- dessous les schémas des différentes phases de construction :

Phase 1 :

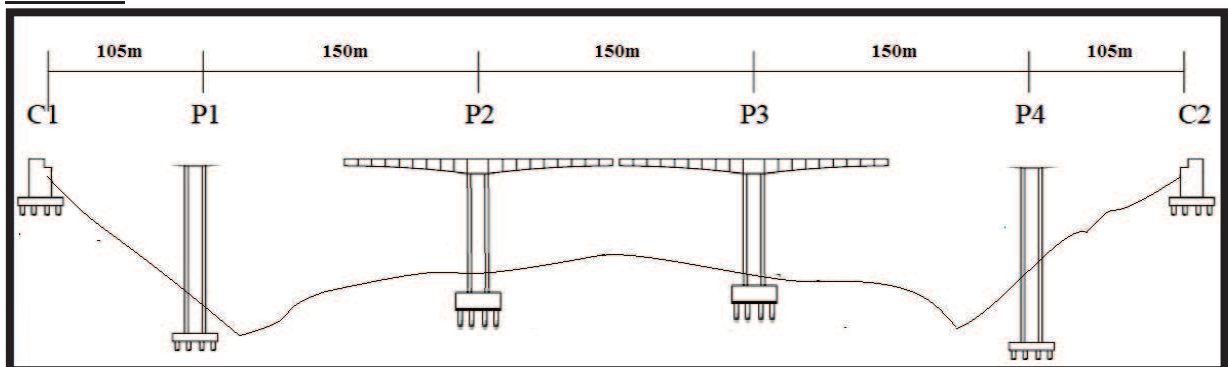


Figure VII.2: Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P2 et P3).

Phase 2 :

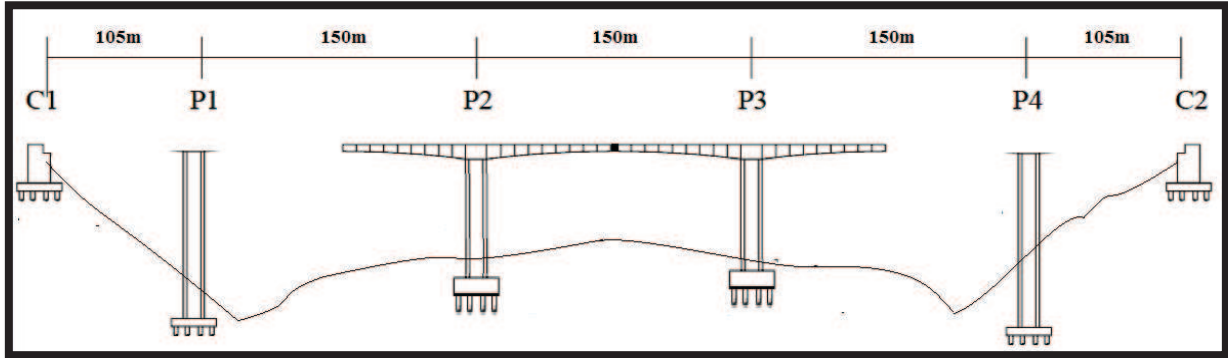


Figure VII.3: Clavage à la clé des deux fléaux réalisés.

Phase 3 :

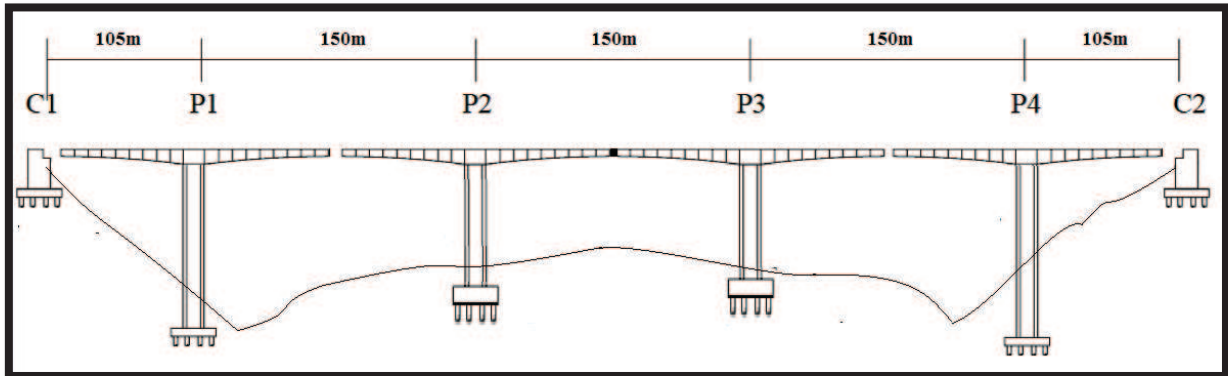


Figure VII.4: Réalisation des fléaux sur les piles de rives (P1 et P4).

Phase 4 :

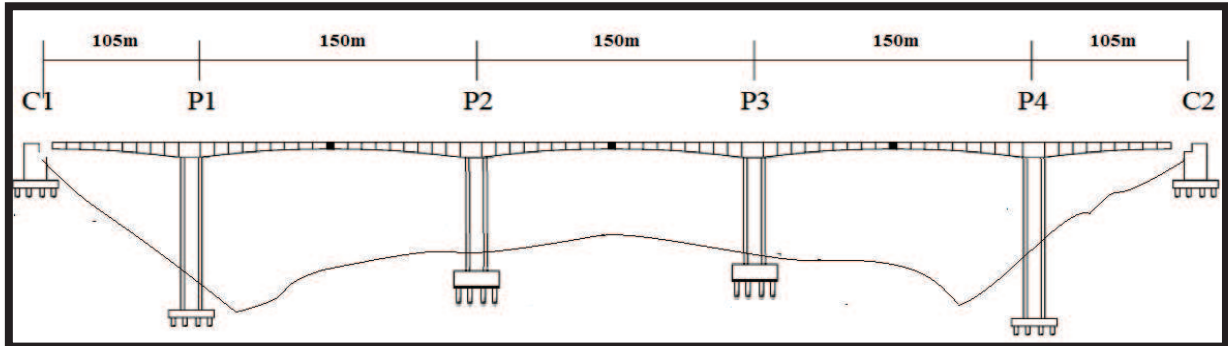


Figure VII.5: Clavage des deux nouveaux fléaux avec les fléaux déjà réalisés.

Phase 5 :

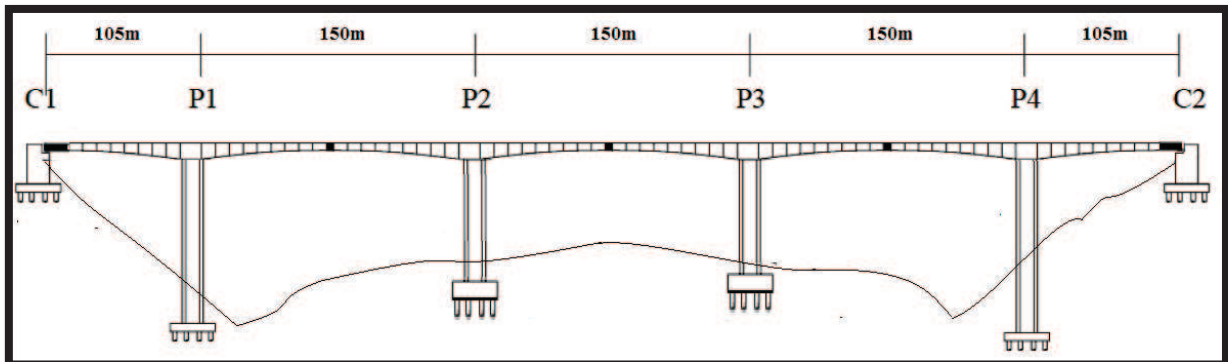


Figure VII.6: Clavage des deux fléaux de rive avec les culées.

1.1. Les charges à prendre en compte: (SETRA [Réf.6]):

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi console.

Dans notre projet la pente longitudinale est négligeable donc on peut considérer que le fléau est symétrique, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes, en effet on va étudier ½ fléau, l'abscisse "x" est comptée à partir de l'axe de la pile.

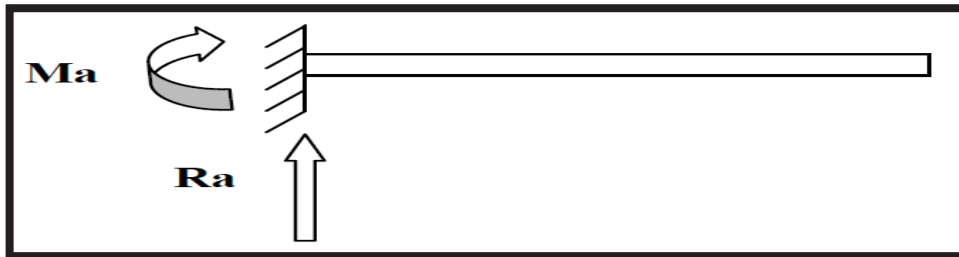


Figure VII.7: Schéma statique du demi-fléau

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- **Le poids propre du tablier « G »**
- **Les surcharges de chantier « Q_{PRA} » : Q_{PRA1} et Q_{PRA2}**
- **Equipage mobile « Q_{PRC1} »**
- **Le vent « Q_w »**
- **Surcharges accidentelles « F_A »**

1.1.1. Charges permanentes du tablier (G) :

La variation de la hauteur des voussoirs de notre ouvrage, donne le poids propre du tablier (par mètre linéaire) avec la formule suivante :

$$G(x) = \gamma \cdot S(x) = \gamma [S_p - 2(S_p - S_c) \frac{x}{L} + (S_p - S_c) (\frac{x}{L})^2]$$

γ : Poids volumique du béton égal à **2.5 t/m³**.

S_p : L'aire de la section sur pile.

S_c : L'aire de la section sur culée.

1.1.2. Les surcharges de chantier:

On distingue deux types:

- **Charges de chantier aléatoires:**
 - Une charge répartie : **Q_{PRA1} = 0,02 t/m²** appliquée sur un demi fléau.
 - Une charge concentrée : **Q_{PRA2} = 11,5t**
- **Charges de chantier connues (Equipage mobile):**

Q_{PRC1} = 500 KN = 50t appliqué au bout de fléau, et qui varie selon la longueur du voussoir et la largeur du tablier.

1.1.3. **Effet du vent :**

D'après le fascicule 61 titre II, l'effet du vent est une charge verticale orientée de bas en haut (charge uniformément répartie) appliquée sur un demi fléau, elle vaut $Q_w = 1,25 \text{ KN/m}^2$ Pour les ouvrages en cours de construction, durée excédant un mois.

1.1.4. **Surcharges accidentelles F_A :**

$$F_A = 2 \times Q_{PRC1} = 2 \times 50 = 100 \text{ t}$$

1.2. **Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :**

1.2.1. **Cas 1 : le demi-fléau de 69 m**

➤ **Effets dus au poids propre G :**

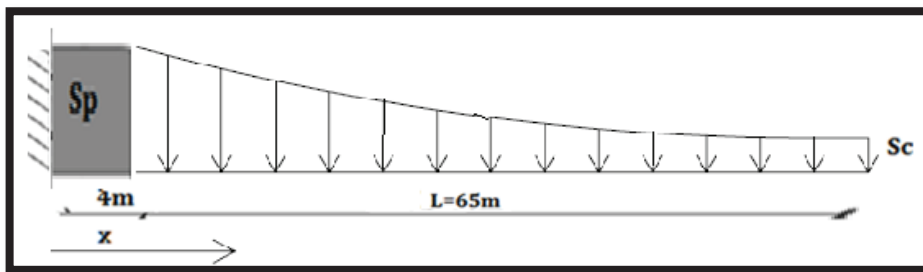


Figure VII.8: Poids propre du demi-fléau de 69m

Quand $0 \leq x < 4$ (m)

Le poids propre est : $G(x) = 130,3075$ (t/ml)

Quand $4 \leq x \leq 69$ (m)

$$G(x) = \gamma \cdot S(x) = \gamma \left[S_P - 2(S_P - S_C) \frac{(x-4)}{L} + (S_P - S_C) \left(\frac{(x-4)}{L} \right)^2 \right] \quad [\text{t/ml}]$$

- **Moment fléchissant :**

La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = \left(\gamma_b \frac{-S_P(L-(x-4))^2}{2} + \frac{(S_P - S_C)(L-(x-4))^2 (2L+x-4)}{3L} - \frac{(S_P - S_C)(L-(x-4))^2 (3L^2 + 2L(x-4) + (x-4)^2)}{12L^2} \right)$$

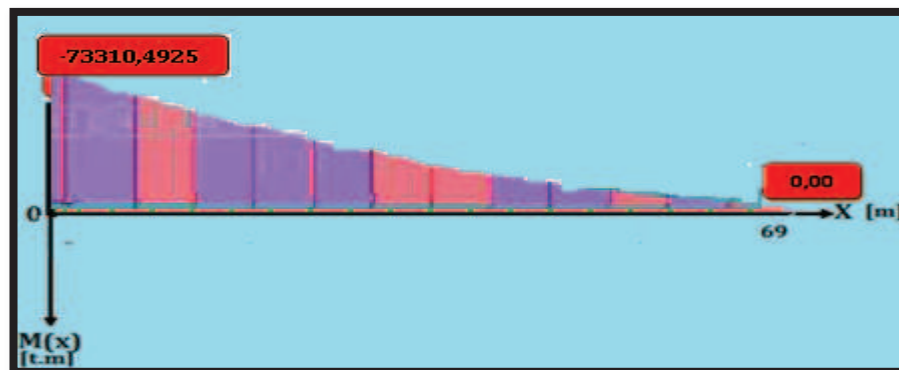


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant de demi fléau de 69m sous G

- Effort tranchant :

$$V(x) = \gamma_b \left[S_P(L - (x - 4)) - (S_P - S_C) \frac{(L^2 - (x-4)^2)}{L} + (S_P - S_C) \frac{(L^3 - (x-4)^3)}{3L^2} \right]$$

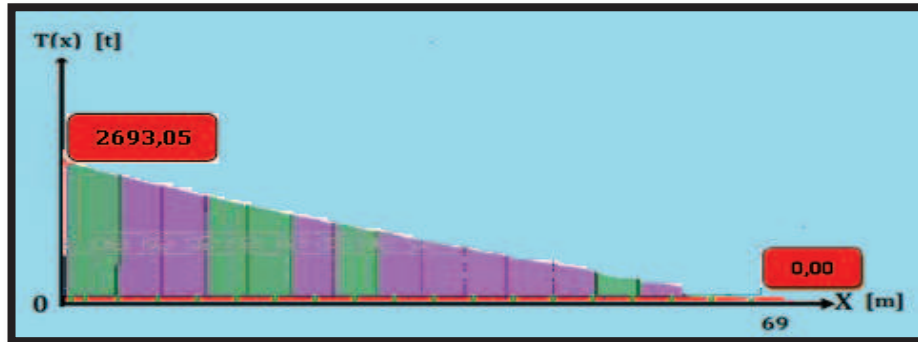


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 69m sous G

- Effets des surcharges réparties de chantier (Q_{PRA1}) :

On considère une charge de chantier répartie Q_{PRA1} de **0,02 t/m²** sur le demi-fléau :

$$Q_{PRA1} = 0,02 \times 13 = 0,26 \text{ t/ml.}$$

Avec :

L : Largeur du tablier ; L = 13 m.

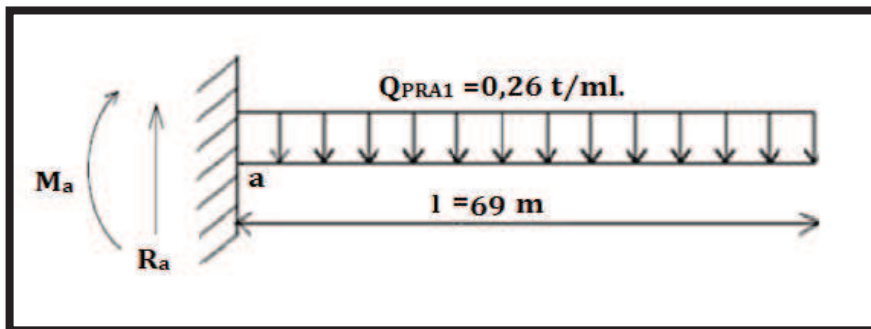


Figure VII.11 : Surcharges réparties de chantier

$$R_a = Q_{PRA1} \times L = 17,94 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad R_a = 17,94 \text{ t}$$

$$\sum M/a = 0 \quad \longrightarrow \quad Ma + Q_{PRA1} \frac{L^2}{2} = 0 \quad \longrightarrow \quad Ma = - 618,93 \text{ t.m}$$

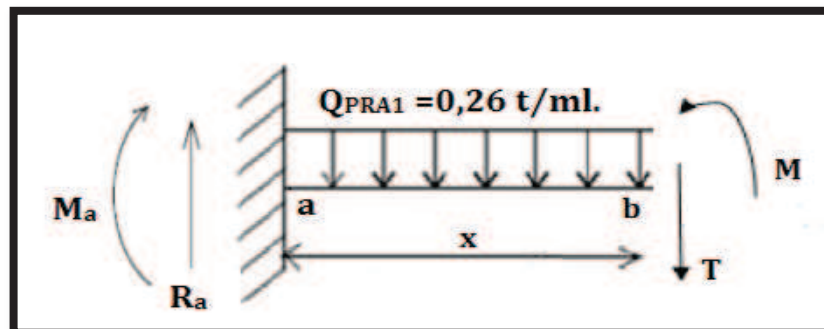


Figure VII.12 : Découpage

$$\sum M/b=0 \quad \longrightarrow \quad M - Ma - R_a x + Q_{PRA1} \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = - Q_{PRA1} \frac{x^2}{2} + R_a x + Ma \quad \text{et} \quad T(x) = - Q_{PRA1} x + R_a$$

- Moment fléchissant M (x) :

$$M(x) = - 0,13x^2 + 17,94x - 618,93 \quad [t.m]$$

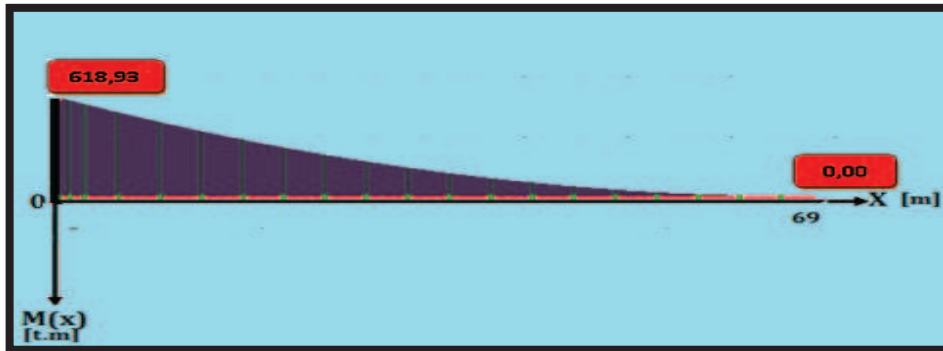


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissants de demi fléau de 69m sous Q_{PRA1}

- Effort tranchant T(x) :

$$T(x) = - 0,26x + 17,94 \quad (t)$$

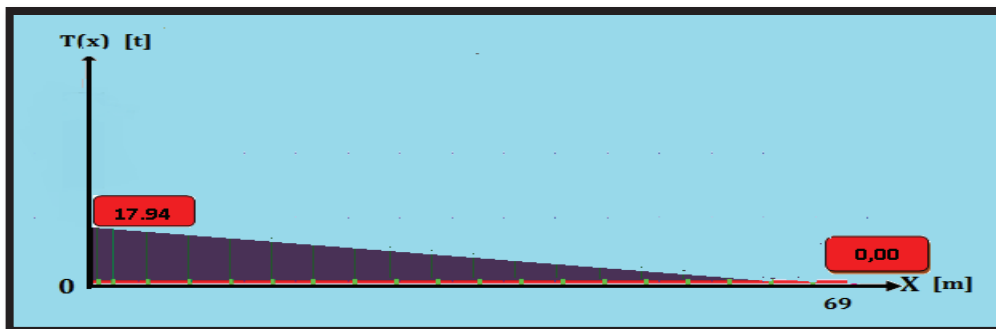


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants de demi-fléau de 69 m sous Q_{PRA1}

- Effets des Surcharges concentrées (Q_{PRA2}) :

On considère une charge concentrée $Q_{PRA2}=11,5t$ appliquée au bout du fléau juste l'avant dernier voussoir, représentant le poids des rouleaux de câbles, compresseurs et autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.

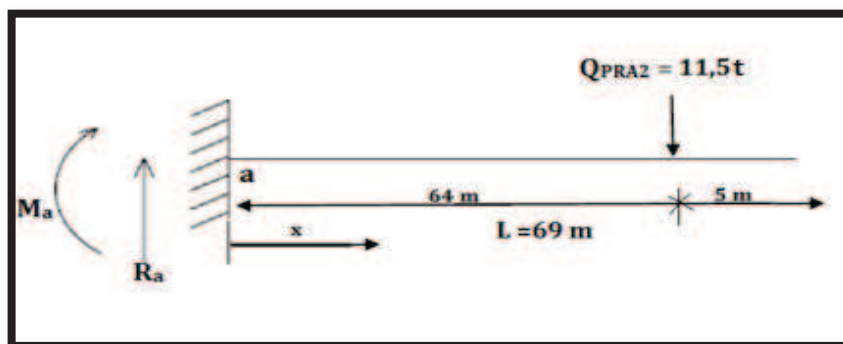


Figure VII.15 : Surcharges concentrées

$$R_a = Q_{PRA2} = 11,5 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad R_a = 11,5 \text{ t}$$

$$\sum M/a = 0 \quad \longrightarrow \quad Ma + Q_{PRA2} \times 64 = 0 \quad \longrightarrow \quad Ma = -736 \text{ t.m}$$

• Moment fléchissant M (x) :

Quand : $0 \leq x \leq 64 \text{ m}$ $M(x) = 11.5 x - 736 \text{ (t.m)}$

Quand : $64 \leq x \leq 69 \text{ m}$ $M(x) = 0 \text{ (t.m)}$

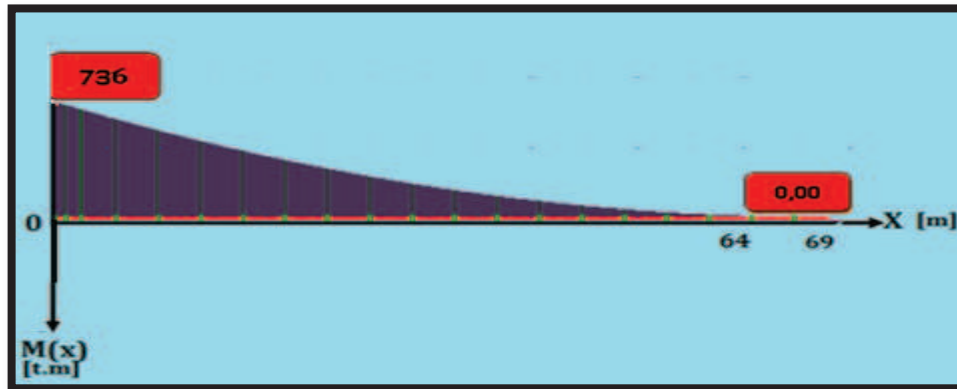


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant de demi fléau de 69m sous Q_{PRA2}

• Effort tranchant T(x) :

Quand : $0 \leq x \leq 64 \text{ m}$ $T(x) = 11.5 \text{ (t)}$

Quand : $64 \leq x \leq 69 \text{ m}$ $T(x) = 0 \text{ (t)}$

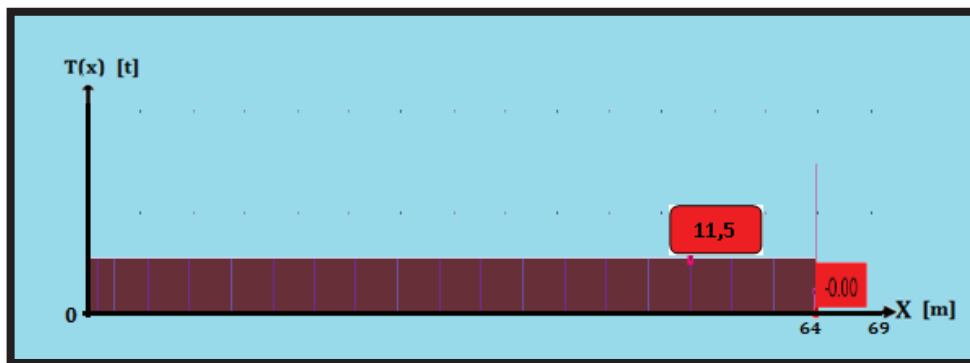


Figure VII.17: Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 69m sous Q_{PRA2}

➤ Effets due au poids de l'équipage mobile (Q_{PRC1})

On considère une charge concentrée $Q_{PRC1} = 50t$ appliquée a mis travée de dernier voussoir

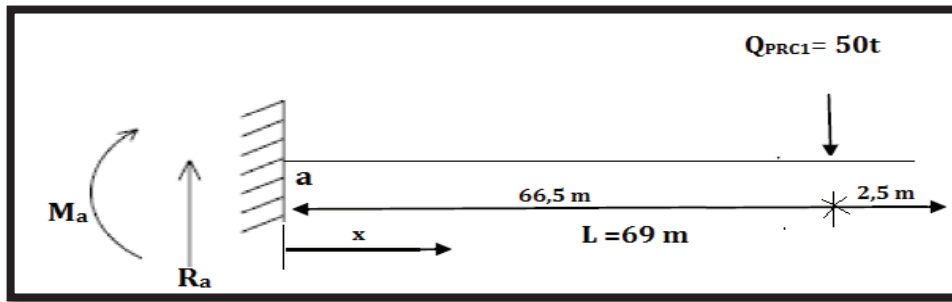


Figure VII.18 : Surcharges de l'équipage mobile

$$R_a = Q_{PRC1} = 50 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad R_a = 50 \text{ t}$$

$$\sum M/a = 0 \quad \longrightarrow \quad M_a + Q_{PRC1} \times 66,5 = 0 \quad \longrightarrow \quad M_a = -3325 \text{ t.m}$$

• Moment fléchissant M (x) :

Quand : $0 \leq x \leq 66,5 \text{ m}$ $M(x) = 50 x - 3325 \text{ (t.m)}$

Quand : $66,5 \leq x \leq 69 \text{ m}$ $M(x) = 0 \text{ (t.m)}$

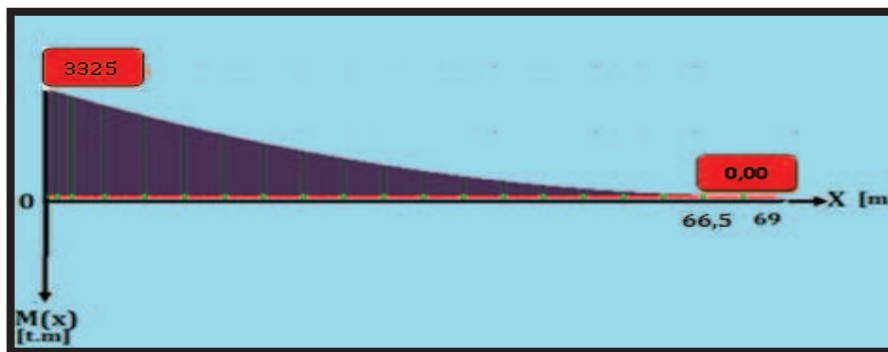


Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissant de demi fléau de 69m sous Q_{PRC1}

• Effort tranchant T(x) :

Quand : $0 \leq x \leq 66,5 \text{ m}$ $T(x) = 50 \text{ (t)}$

Quand : $66,5 \leq x \leq 69 \text{ m}$ $T(x) = 0 \text{ (t)}$

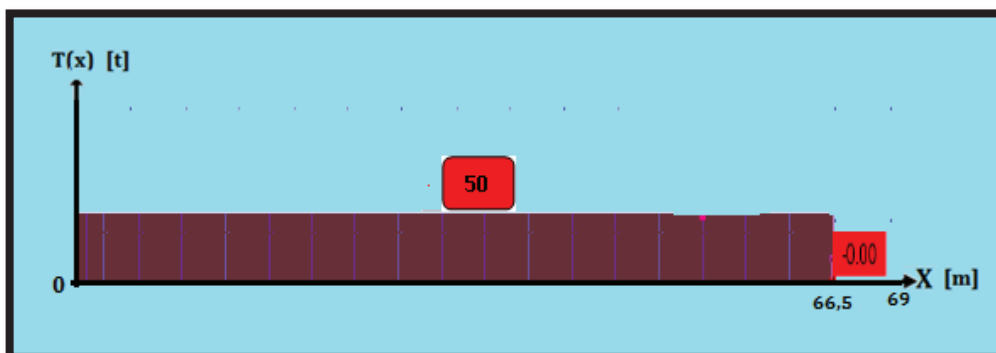


Figure VII.20 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 69m sous Q_{PRC1}

➤ Vent :

D'après le fascicule 61 titre II, l'effet du vent est une charge verticale orientée de bas en haut (charge uniformément répartie) appliquée sur un demi fléau, elle vaut $Q_w = 1,25 \text{ KN/m}^2$ Pour les ouvrages en cours de construction, durée excédant un mois.

$$Q_w = 0.125t/m^2 \longrightarrow Q_w = 0,125 \times 13 = 1.625 \text{ t/ml.}$$

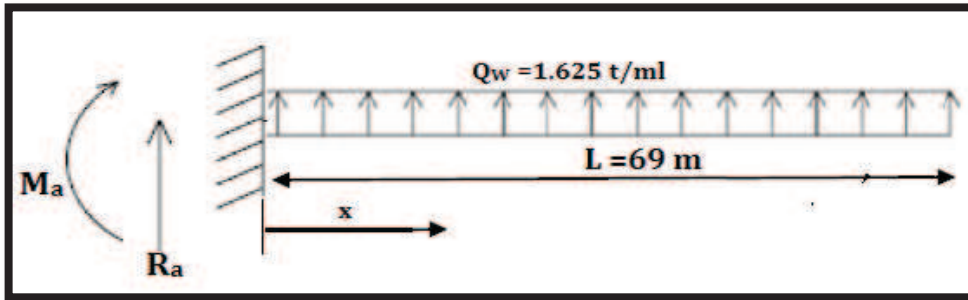


Figure VII.21 : Surcharges du vent.

$$R_a = -Q_w \times L = 112,125 \text{ t} \longrightarrow R_a = -112,125 \text{ t}$$

$$\sum M/a=0 \longrightarrow Ma - Q_w \frac{L^2}{2} = 0 \longrightarrow Ma = +3868,3125 \text{ t.m}$$

• Moment fléchissant $M(x)$:

$$M(x) = 0,8125x^2 - 112,125x + 3868,3125 \quad [\text{t.m}]$$

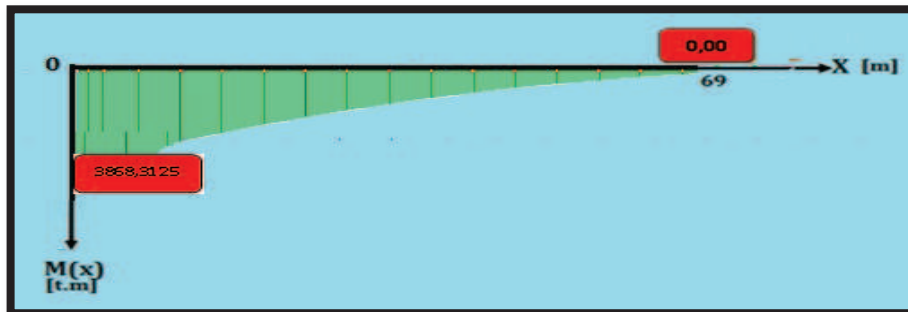


Figure VII.22 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 69m sous QW.

• Effort tranchant $T(x)$:

$$T(x) = 1,625x - 112,125 \text{ (t)}$$

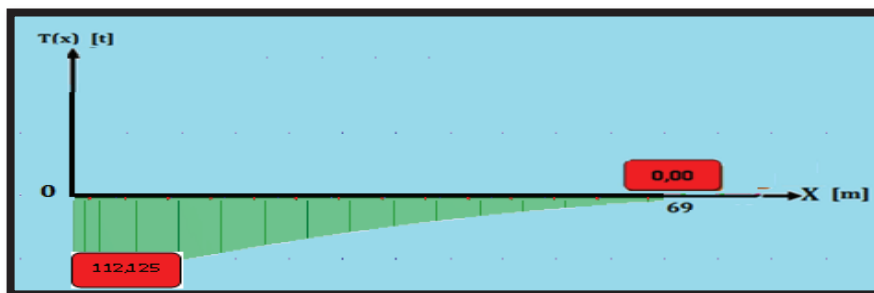


Figure VII.23: Diagramme des efforts tranchants de demi-fléau de 69m sous QW.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| X (m) | Poids propre (G) | | Surcharge réparties (QPRA1) | | Surcharge concentrées (QPRA2) | | Surcharge de l'équipage mobile (QPRC1) | | Surcharge de Vent (QW) | |
|----------|---------------------|--------------|-----------------------------------|------------|-------------------------------------|------------|--|------------|------------------------------|------------|
| | T (t) | M (t.m) | T (t) | M (t.m) | T (t) | M (t.m) | T (t) | M (t.m) | T (t) | M (t.m) |
| 0 | 2693,05 | -73310,4925 | 17,94 | -618,93 | 11,5 | -736 | 50 | -3325 | -112,125 | 3868,313 |
| 4 | 2186,708333 | -64131,97917 | 16,9 | -549,25 | 11,5 | -690 | 50 | -3125 | -105,625 | 3432,813 |
| 9 | 1960,215976 | -53770,73964 | 15,6 | -468 | 11,5 | -632,5 | 50 | -2875 | -97,5 | 2925 |
| 14 | 1747,711785 | -44506,50579 | 14,3 | -393,25 | 11,5 | -575 | 50 | -2625 | -89,375 | 2457,813 |
| 19 | 1548,030079 | -36272,25099 | 13 | -325 | 11,5 | -517,5 | 50 | -2375 | -81,25 | 2031,25 |
| 24 | 1360,005178 | -29006,777 | 11,7 | -263,25 | 11,5 | -460 | 50 | -2125 | -73,125 | 1645,313 |
| 29 | 1182,4714 | -22654,714 | 10,4 | -208 | 11,5 | -402,5 | 50 | -1875 | -65 | 1300 |
| 34 | 1014,263067 | -17166,52059 | 9,1 | -159,25 | 11,5 | -345 | 50 | -1625 | -56,875 | 995,3125 |
| 39 | 854,214497 | -12498,48373 | 7,8 | -117 | 11,5 | -287,5 | 50 | -1375 | -48,75 | 731,25 |
| 44 | 701,1600099 | -8612,718812 | 6,5 | -81,25 | 11,5 | -230 | 50 | -1125 | -40,625 | 507,8125 |
| 49 | 553,933925 | -5477,169625 | 5,2 | -52 | 11,5 | -172,5 | 50 | -875 | -32,5 | 325 |
| 54 | 411,3705621 | -3065,608358 | 3,9 | -29,25 | 11,5 | -115 | 50 | -625 | -24,375 | 182,8125 |
| 59 | 272,3042406 | -1357,635602 | 2,6 | -13 | 11,5 | -57,5 | 50 | -375 | -16,25 | 81,25 |
| 64 | 135,5692801 | -338,6803501 | 1,3 | -3,25 | 0 | 0 | 50 | -125 | -8,125 | 20,3125 |
| 69 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Tab- VII.1 : variation des charges de construction sur le demi – fléau de 69m.

1.2.2. Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

La même chose que précédemment

- **Effets dus au poids propre G :**

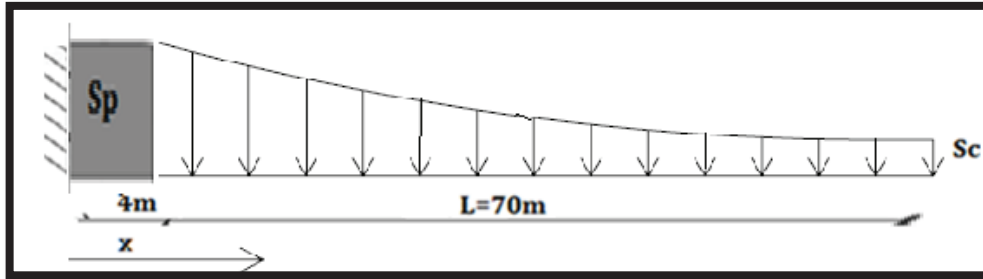


Figure VII.24: Poids propre du demi-fléau de 70m.

- **Moment fléchissant $M(x)$:**

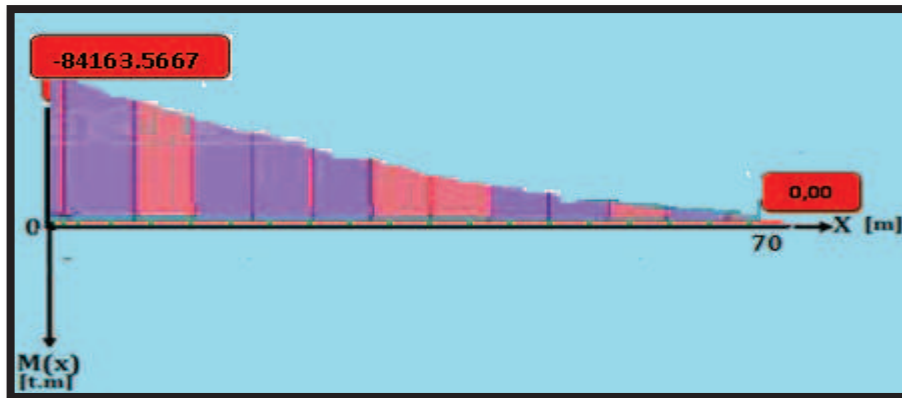


Figure VII.25 : Diagramme des moments fléchissant de demi fléau de 70m sous G

- **Effort tranchant $T(x)$:**

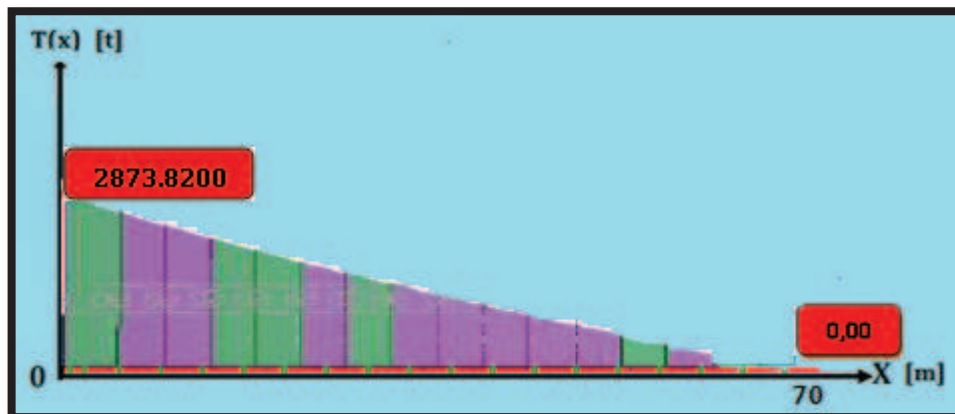


Figure VII.26 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 74m sous G

➤ Effets des surcharges réparties de chantier (Q_{PRA1}) :

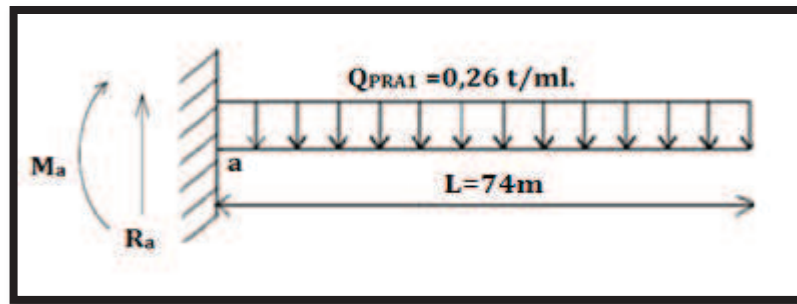


Figure VII.27 : Surcharges réparties de chantier

$$R_a = Q_{PRA1} \times L = 19,24 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad R_a = 19,24 \text{ t}$$

$$\sum M/a = 0 \quad \longrightarrow \quad M_a + Q_{PRA1} \frac{L^2}{2} = 0 \quad \longrightarrow \quad M_a = - 711,88 \text{ t.m}$$

• Moment fléchissant $M(x)$:

$$M(x) = - 0,13x^2 + 19,24 x - 711,88 \quad [\text{t.m}]$$

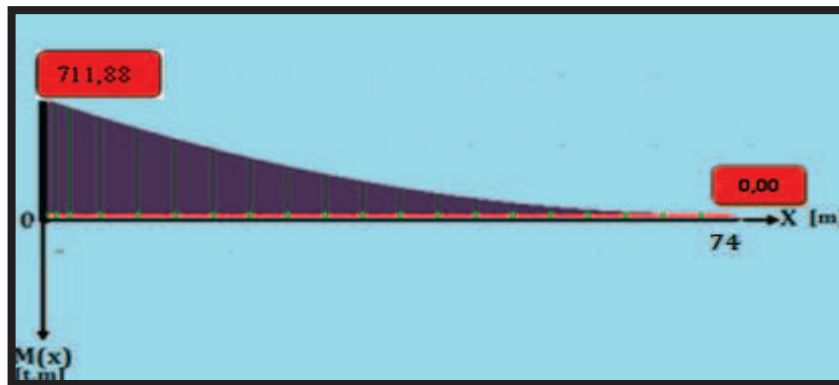


Figure VII.28 : Diagramme des moments fléchissant de demi fléau de 74m sous Q_{PRA1}

• Effort tranchant $T(x)$:

$$T(x) = - 0,26x + 19,24 \quad (\text{t})$$

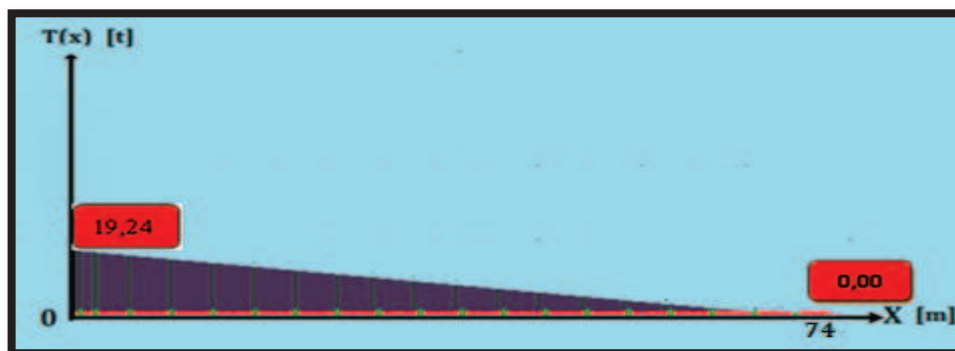


Figure VII.29 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 74m sous Q_{PRA1}

➤ Effets des Surcharges concentrées (Q_{PRA2}) :

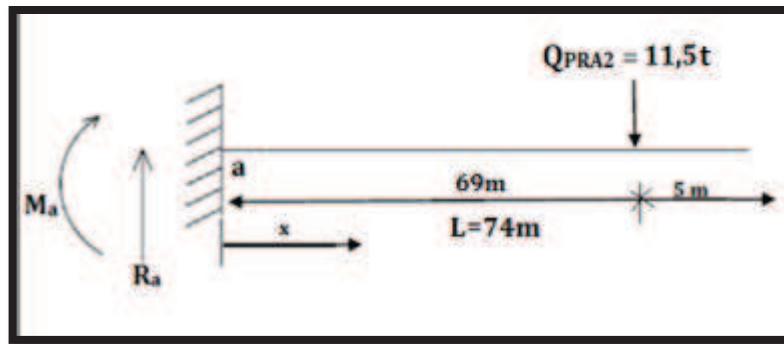


Figure VII.30 : Surcharges concentrées

$$R_a = Q_{PRA2} = 11,5 \text{ t}$$

$$\longrightarrow R_a = 11,5 \text{ t}$$

$$\sum M/a = 0$$



$$M_a + Q_{PRA2} \times 69 = 0$$



$$M_a = -793,5 \text{ t.m}$$

• Moment fléchissant $M(x)$:

Quand : $0 \leq x \leq 69 \text{ m}$ $M(x) = 11,5 x - 793,5 \text{ (t.m)}$

Quand : $69 \leq x \leq 74 \text{ m}$ $M(x) = 0 \text{ (t.m)}$

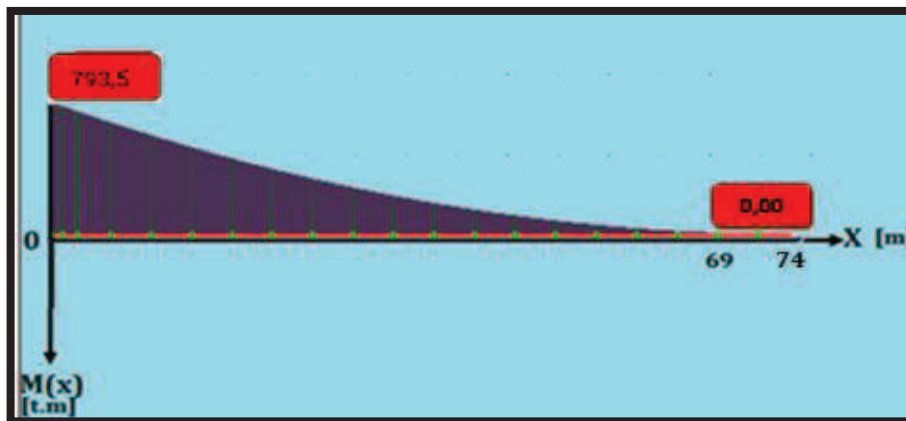


Figure VII.31 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 74 m sous Q_{PRA2}

• Effort tranchant $T(x)$:

Quand : $0 \leq x \leq 69 \text{ m}$ $T(x) = 11,5 \text{ (t)}$

Quand : $69 \leq x \leq 74 \text{ m}$ $T(x) = 0 \text{ (t)}$

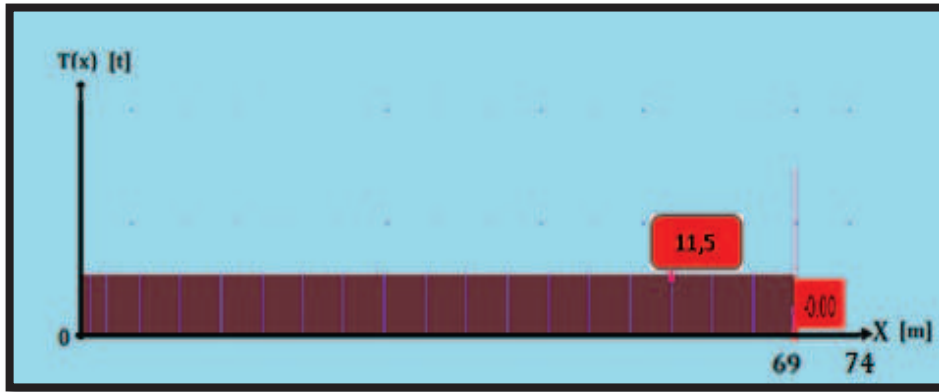


Figure VII.32 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 74m sous Q_{PRA2}

➤ Effets du poids de l'équipage mobile (Q_{PRC1})

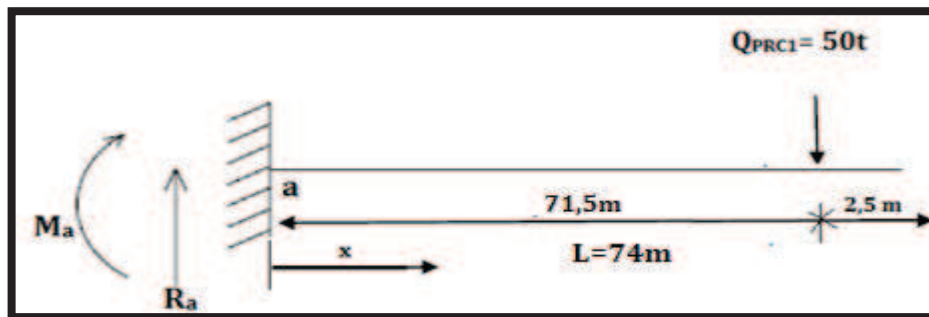


Figure VII.33 : Surcharges de l'équipage mobile

$$R_a = Q_{PRC1} = 50 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad R_a = 50 \text{ t}$$

$$\sum M/a = 0 \quad \longrightarrow \quad Ma + Q_{PRC1} \times 71,5 = 0 \quad \longrightarrow \quad Ma = -3575 \text{ t.m}$$

• Moment fléchissant $M(x)$:

Quand : $0 \leq x \leq 71,5 \text{ m}$ $M(x) = 50 x - 3575 \text{ (t.m)}$

Quand : $71,5 \leq x \leq 74 \text{ m}$ $M(x) = 0 \text{ (t.m)}$

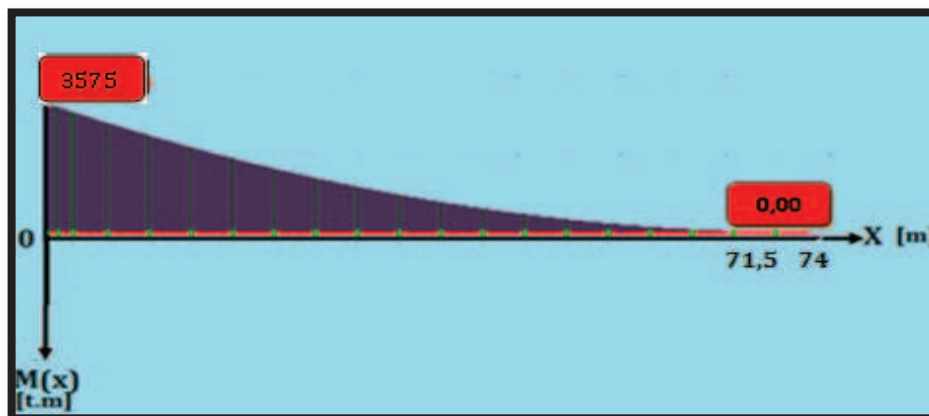


Figure VII.34 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 74 m sous Q_{PRC1}

• Effort tranchant $T(x)$:

Quand : $0 \leq x < 71,5$ m $T(x) = 50$ (t)

Quand : $71,5 \leq x \leq 74$ m $T(x) = 0$ (t)

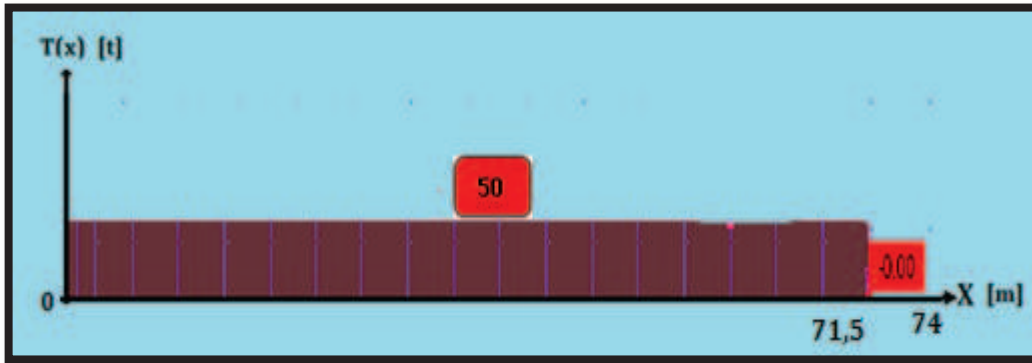


Figure VII.35: Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 74m sous Q_{PRC1}

➤ Vent :

La charge du vent est égale à 125 kg/m^2 , soit 0.125t/m^2

$Q_w = 0,125 \times 13 = 1.625 \text{ t/ml}$.

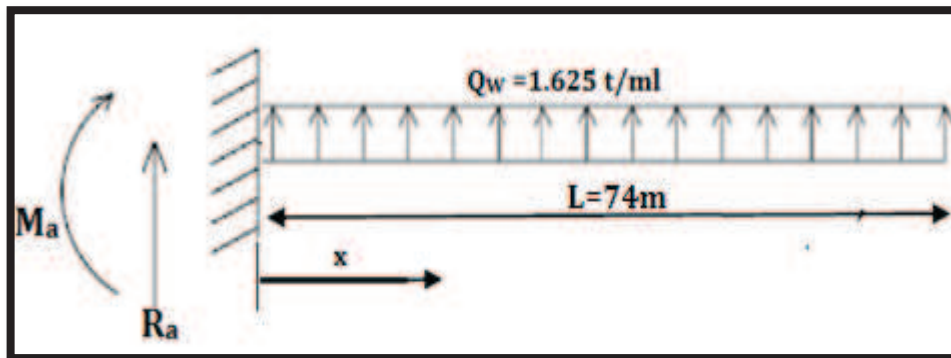


Figure VII.36 : Surcharges du vent.

$$R_a = -Q_w \times L = 120,25 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad R_a = -120,25 \text{ t}$$

$$\sum M/a = 0 \quad \longrightarrow \quad Ma - Q_w \frac{L^2}{2} = 0 \quad \longrightarrow \quad Ma = 4449,25 \text{ t.m}$$

• Moment fléchissant $M(x)$:

$$M(x) = 0,8125x^2 - 120,25X + 4449,25 \text{ [t.m]}$$

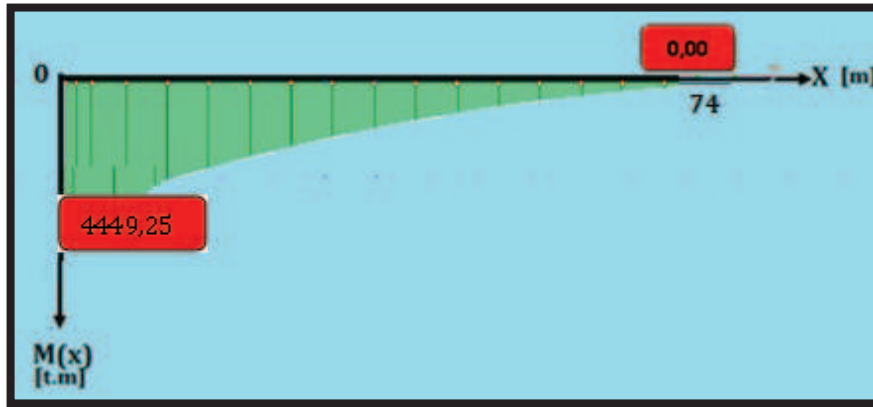


Figure VII.37 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 74m sous Q_w .

- **Effort tranchant $T(x)$:**

$$T(x) = 1,625x - 120,25 \text{ (t)}$$



Figure VII.38 : Diagramme des efforts tranchants de demi-fléau de 74m sous Q_w .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| X (m) | Poids propre (G) | | Surcharge réparties (QPRA1) | | Surcharge concentrées (QPRA2) | | Surcharge de l'équipage mobile (QPRC1) | | Surcharge de Vent (QW) | |
|----------|---------------------|-------------|--------------------------------|------------|----------------------------------|------------|---|------------|---------------------------|------------|
| | T (t) | M (t.m) | T (t) | M (t.m) | T (t) | M (t.m) | T (t) | M (t.m) | T (t) | M (t.m) |
| 0 | 2873,8200 | -84163,5667 | 19,24 | -711,88 | 11,5 | -793,5 | 50 | -3575 | -120,25 | 4449,3 |
| 4 | 2354,916667 | -74377,9167 | 18,2 | -637 | 11,5 | -747,5 | 50 | -3375 | -113,75 | 3981,3 |
| 9 | 2127,909864 | -63176,504 | 16,9 | -549,25 | 11,5 | -690 | 50 | -3125 | -105,63 | 3432,8 |
| 14 | 1913,969388 | -53077,0408 | 15,6 | -468 | 11,5 | -632,5 | 50 | -2875 | -97,5 | 2925 |

| | | | | | | | | | | |
|----|-------------|-------------|------|---------|------|--------|----|-------|---------|--------|
| 19 | 1712,090136 | -44016,7081 | 14,3 | -393,25 | 11,5 | -575 | 50 | -2625 | -89,375 | 2457,8 |
| 24 | 1521,267007 | -35937,7126 | 13 | -325 | 11,5 | -517,5 | 50 | -2375 | -81,25 | 2031,3 |
| 29 | 1340,494898 | -28787,2864 | 11,7 | -263,25 | 11,5 | -460 | 50 | -2125 | -73,125 | 1645,3 |
| 34 | 1168,768707 | -22517,6871 | 10,4 | -208 | 11,5 | -402,5 | 50 | -1875 | -65 | 1300 |
| 39 | 1005,083333 | -17086,1979 | 9,1 | -159,25 | 11,5 | -345 | 50 | -1625 | -56,875 | 995,31 |
| 44 | 848,4336735 | -12455,1276 | 7,8 | -117 | 11,5 | -287,5 | 50 | -1375 | -48,75 | 731,25 |
| 49 | 697,8146259 | -8591,81016 | 6,5 | -81,25 | 11,5 | -230 | 50 | -1125 | -40,625 | 507,81 |
| 54 | 552,2210884 | -5468,60544 | 5,2 | -52 | 11,5 | -172,5 | 50 | -875 | -32,5 | 325 |
| 59 | 410,6479592 | -3062,8986 | 3,9 | -29,25 | 11,5 | -115 | 50 | -625 | -24,375 | 182,81 |
| 64 | 272,0901361 | -1357,10034 | 2,6 | -13 | 11,5 | -57,5 | 50 | -375 | -16,25 | 81,25 |
| 69 | 135,542517 | -338,646896 | 1,3 | -3,25 | 0 | 0 | 50 | -125 | -8,125 | 20,313 |
| 74 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Tab.VII.2 : variation des charges de construction sur le demi – fléau de 74m

1.3. Etude de la stabilité des fléaux :

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin, ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive. L'accident à éviter à ce stade ; est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile.

Pour évaluer ce risque, on considère **une situation accidentelle** qui correspond à la chute de l'équipage mobile en cours de construction.

1.3.1. Actions accidentelles (F_A) sur le demi-fléau de 69m :

$F_A = -2 \times Q_{PRC1} = -100t$

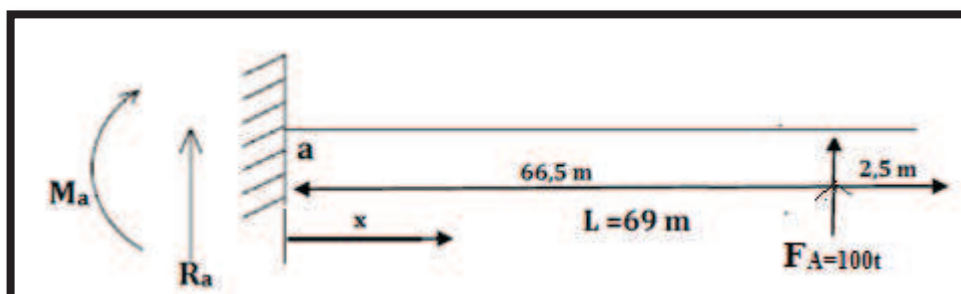


Figure VII.39 : Actions accidentelles

$R_a = - F_A = -100 t$

$\longrightarrow R_a = -100 t$

$\sum M/a = 0$



$M_a - F_A \times 66,5 = 0$



$M_a = 6650 t.m$

• **Moment fléchissant $M(x)$:**

Quand : $0 \leq x \leq 66,5$ m $M(x) = -100 x + 6650$ (t.m)

Quand : $66,5 < x \leq 69$ m $M(x) = 0$ (t.m)



Figure VII.40 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 69 m sous F_A

• **Effort tranchant $T(x)$:**

Quand : $0 \leq x \leq 66,5$ m $T(x) = -100$ (t)

Quand : $66,5 \leq x \leq 69$ m $T(x) = 0$ (t)

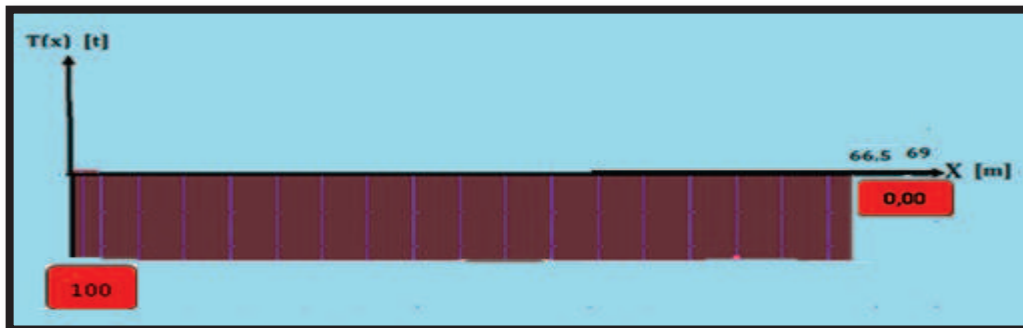


Figure VII.41 : Diagramme des efforts tranchants de demi fléau de 69m sous F_A

| | X(m) | 0 | 4 | 9 | 14 | 19 | 24 | 29 | 34 | 39 | 44 | 49 | 54 | 59 | 64 | 66,5 |
|-------|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| F_A | T (t) | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | 100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 |
| | M (t.m) | 6650 | 6250 | 5750 | 5250 | 4750 | 4250 | 3750 | 3250 | 2750 | 2250 | 1750 | 1250 | 750 | 250 | 0 |

Tab .VII.3: les effets des charges de construction sur le demi – fléau de 69m en situation accidentelle F_A

1.3.2. **Actions accidentelles (F_A) sur le demi-fléau de 74m :**

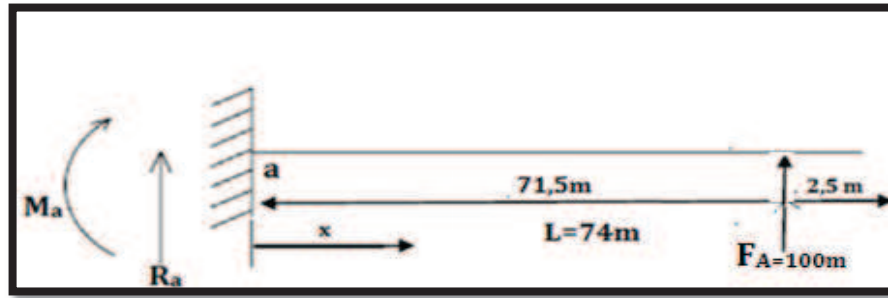


Figure VII.42 : Surcharges de l'équipage mobile.

$$R_a = F_A = -100 \text{ t}$$

$$\longrightarrow R_a = -100 \text{ t}$$

$$\sum M/a = 0$$



$$M_a - F_A \times 71,5 = 0$$



$$M_a = 7150 \text{ t.m}$$

• Moment fléchissant $M(x)$:

Quand : $0 \leq x \leq 71,5 \text{ m}$ $M(x) = -100x + 7150 \text{ (t.m)}$

Quand : $71,5 \leq x \leq 74 \text{ m}$ $M(x) = 0 \text{ (t.m)}$

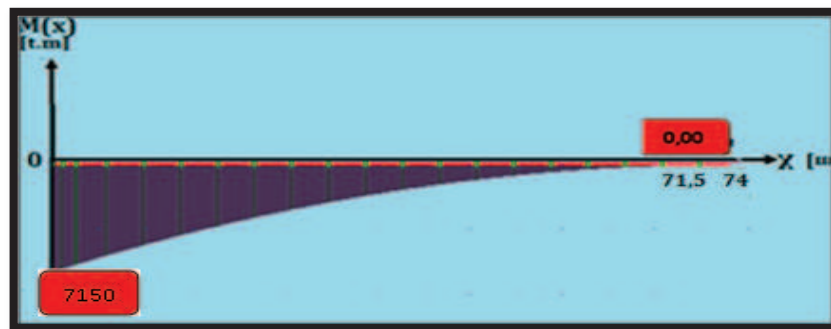


Figure VII.43 : Diagramme des moments fléchissant de demi-fléau de 74 m sous F_A

• Effort tranchant $T(x)$:

Quand : $0 \leq x < 71,5 \text{ m}$ $T(x) = -100 \text{ (t)}$

Quand : $71,5 \leq x \leq 74 \text{ m}$ $T(x) = 0 \text{ (t)}$



Figure VII.44 : Diagramme des efforts tranchants de demi-fléau de 74 m sous F_A

| X(m) | 0 | 4 | 9 | 14 | 19 | 24 | 29 | 34 | 39 | 44 | 49 | 54 | 59 | 64 | 69 | 71,5 |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| T (t) | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | 100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 | -100 |
| M (t.m) | 7150 | 6750 | 6250 | 5750 | 5250 | 4750 | 4250 | 3750 | 3250 | 2750 | 2250 | 1750 | 1250 | 750 | 250 | 0 |

Tab .VII.4: les effets des charges de construction sur le demi – fléau de 74m en situation accidentelle FA

1.4. Combinaisons d’actions : (SETRA [Réf.6])

1.4.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A):

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 : 1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{prc1}^{max} + Q_{prc1}^{min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w) \\ A_2 : 0,9(G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{prc1}^{max} + Q_{prc1}^{min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w) \end{array} \right.$$

Avec :

G_{max} : poids du demi-fléau du coté du déséquilibre majoré de 2%.

G_{min} : poids du demi-fléau de l’autre coté du déséquilibre minoré de 2%

Q_{PRC1}^{max} : poids de l’équipage mobile du coté du déséquilibre majoré de 6%.

Q_{PRC1}^{min} : poids de l’équipage mobile de l’autre coté du déséquilibre minoré de 4%.

D’où :

- $G_{max} = 1.02 G$; $G_{min} = 0.98 G$
- $Q_{PRC1}^{max} = 1.06 Q_{PRC1}$; $Q_{PRC1}^{min} = 0.96 Q_{PRC1}$

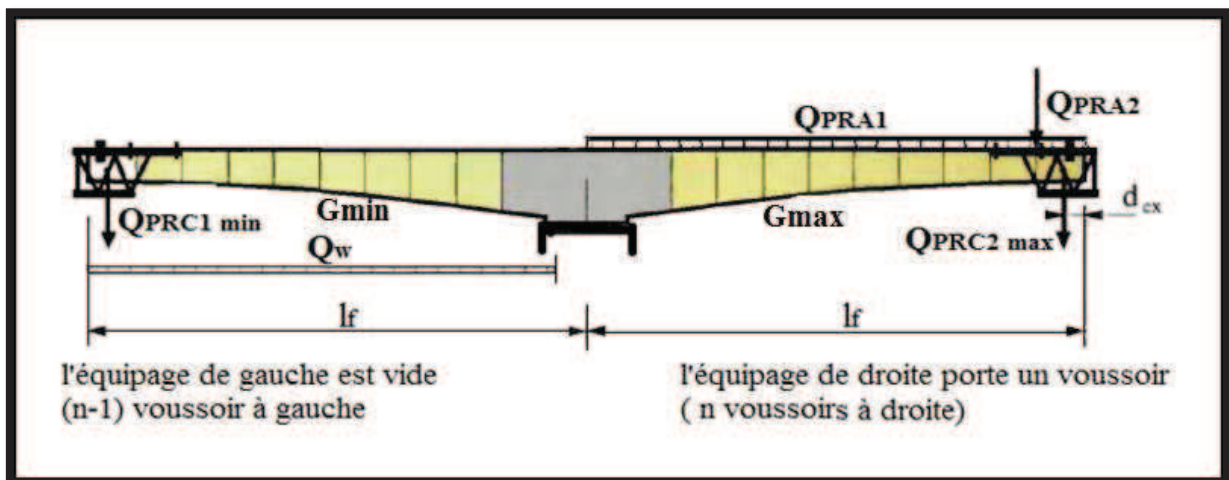


Figure VII.45 : Combinaisons en situation temporaire

1.4.2. Combinaisons accidentelles de construction (type B) :

La situation correspond à la chute d'un équipage mobile, donc l'ouvrage doit pouvoir résister à cette chute.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B1 : 1,1(G_{max}+G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})} \\ \mathbf{B2 : 0,9(G_{max}+G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1}^{max} + Q_{PRA1}+Q_{PRA2})} \end{array} \right.$$

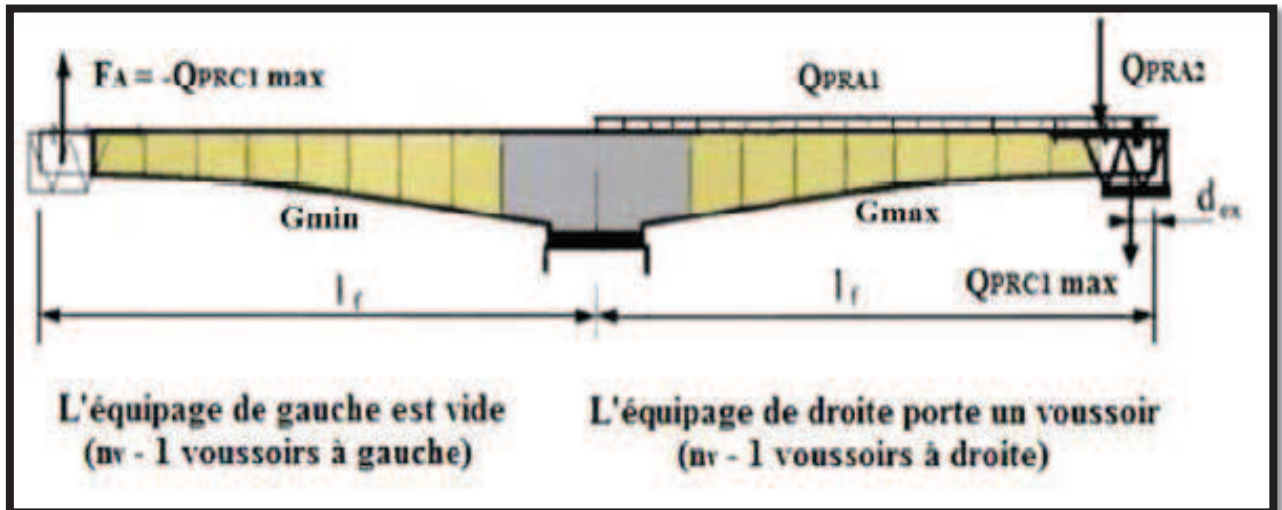


Figure VII.46 : Combinaisons accidentelle

Les résultats des efforts maximaux sont donnés dans les tableaux suivants :

- Le demi-fléau de 69 m :

| | | M (t.m) | T (t) |
|-------------------------------------|----------------|-----------|---------|
| Combinaisons de construction Type A | A ₁ | -83518,27 | 2984,50 |
| | A ₂ | -68562,93 | 2435,11 |
| Combinaisons accidentelles Type B | B ₁ | -80483,80 | 3004,04 |
| | B ₂ | -65528,46 | 2454,66 |

Tab .VII.5: Combinaisons les plus défavorables pour le demi-fléau de 69 m.

Le moment de renversement : $M_R = -83518,27t.m$

La réaction à la tête de la pile : $R = 3004,04t$

- le demi-fléau de 74 m :

| | | M (t.m) | T (t) |
|---|----------------------|-----------|---------|
| Combinaisons de construction Type A | A₁ | -95488,50 | 3178,79 |
| | A₂ | -78319,13 | 2592,53 |
| Combinaisons accidentelles Type B | B₁ | -92576,40 | 3208,17 |
| | B₂ | -75407,03 | 2621,91 |

Tab .VII.6: Combinaisons les plus défavorables pour le demi-fléau de 74 m.

Le moment de renversement : $M_R = -95488,50.m$

La réaction à la tête de la pile : $R = 3208,17t$

1.4.3. Conclusion :

D'après les résultats ci-dessous, le moment maximal à utiliser pour le dimensionnement du précontraint est :

- $M = -95488,50 \text{ t.m}$ pour le demi-fléau de **74m**
- $M = -83518,27 \text{ t.m}$ pour le demi-fléau de **69m**

Le détail des efforts maximaux de la combinaison donnant l'effort le plus défavorable :

- **Le demi-fléau de 69 m :**

| X (m) | M (t.m) | T (t) |
|-------|-----------|---------|
| 0 | -83518,27 | 3004,04 |
| 4 | -73354,75 | 2434,89 |
| 9 | -61859,52 | 2179,46 |
| 14 | -51552,47 | 1939,73 |
| 19 | -42358,40 | 1714,39 |
| 24 | -34208,65 | 1502,13 |
| 29 | -27041,09 | 1301,63 |
| 34 | -20800,13 | 1111,60 |
| 39 | -15436,74 | 930,73 |
| 44 | -10908,39 | 757,70 |
| 49 | -7179,13 | 591,21 |
| 54 | -4219,53 | 429,96 |
| 59 | -2006,70 | 272,63 |
| 64 | -524,30 | 106,41 |
| 69 | 0,00 | 0,00 |

Tab .VII.7: Résultats des efforts (M, T) pour le demi-fléau de 69 m.

- Le demi-fléau de 74 m :

| X (m) | M (t.m) | T (t) |
|-------|-----------|----------|
| 0 | -95488,50 | 3208,166 |
| 4 | -84677,90 | 2624,917 |
| 9 | -72282,72 | 2368,915 |
| 14 | -61081,19 | 2127,574 |
| 19 | -51002,93 | 1899,765 |
| 24 | -41982,99 | 1684,362 |
| 29 | -33962,40 | 1480,235 |
| 34 | -26887,34 | 1286,258 |
| 39 | -20710,01 | 1101,303 |
| 44 | -15388,09 | 924,243 |
| 49 | -10884,94 | 753,948 |
| 54 | -7169,53 | 589,292 |
| 59 | -4216,50 | 429,147 |
| 64 | -2006,10 | 272,385 |
| 69 | -524,26 | 106,379 |
| 74 | 0,00 | 0,00 |

Tab .VII.8: Résultats des efforts (M, T) pour le demi-fléau de 74 m.

2. ETUDE LONGITUDINALE EN SERVICE :

Une fois l'ouvrage rendu continu, on procédera au calcul de différents efforts induits par les charges d'exploitations sur le tablier du pont, lors de sa mise en service. Pour cela, nous utiliserons le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis 2010** pour modéliser le viaduc en lui appliquant les différentes combinaisons d'actions citées en « Chapitre VI ».

2.1. Présentation du logiciel :

Le système **Robot Structural** est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot Structural est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot Structural est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes,

Déformations planes, éléments axisymétriques, éléments volumiques. Les utilisateurs de ce logiciel pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques.

Il permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

Robot Structural est un logiciel orienté métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes internationales existantes.

2.2. Modélisation :

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Les appuis sont considérés comme des encastremets au niveau des piles, et des appuis simples au niveau des culées.

D'après le « **Fascicule N°61 Titre 2** » [Réf 4], les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

- Poids propre (**PP**) : il est pris automatiquement par le logiciel.
- Complément du poids propre (**CCP = 4.4 t/ml**) : Charge uniforme répartie le long du tablier
- Charge **Ac(I) = 4.621 t/ml** : Charge uniforme répartie sur la travée de rive (cas le plus défavorable)
- Surcharge **Bc**.
- Surcharge militaires **Mc120**.
- Convoi exceptionnel **D240**.
- Surcharges sur les trottoirs **St=0,255t/m**: Charge uniforme répartie le long du tablier

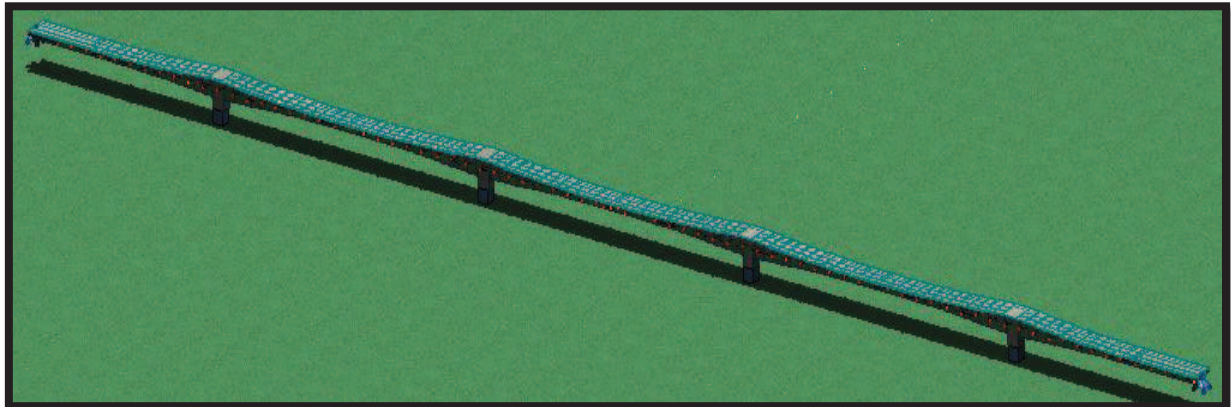


Figure VII.47: Vue du modèle de calcul en 3D.

2.3. Combinaisons de calcul :

Les différentes combinaisons préconisées par le « **Fascicule N°61 Titre 2** » sont données dans le tableau « **Tab.VI.11** » page 52.

Après analyse de la structure par le logiciel, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A'ELU} : 1,35 G + 1,35 D240 \\ \mathbf{A'ELS} : \begin{array}{l} \mathbf{A\ vide} : G + CCP \\ \mathbf{En\ service} : G + D240 \end{array} \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés en (**t.m**) pour les moments et en (**t**) pour les efforts.

Les diagrammes des moments fléchissant obtenus sous ces combinaisons sont présentés ci-dessous :

Les résultats obtenus sous la combinaison ELU :

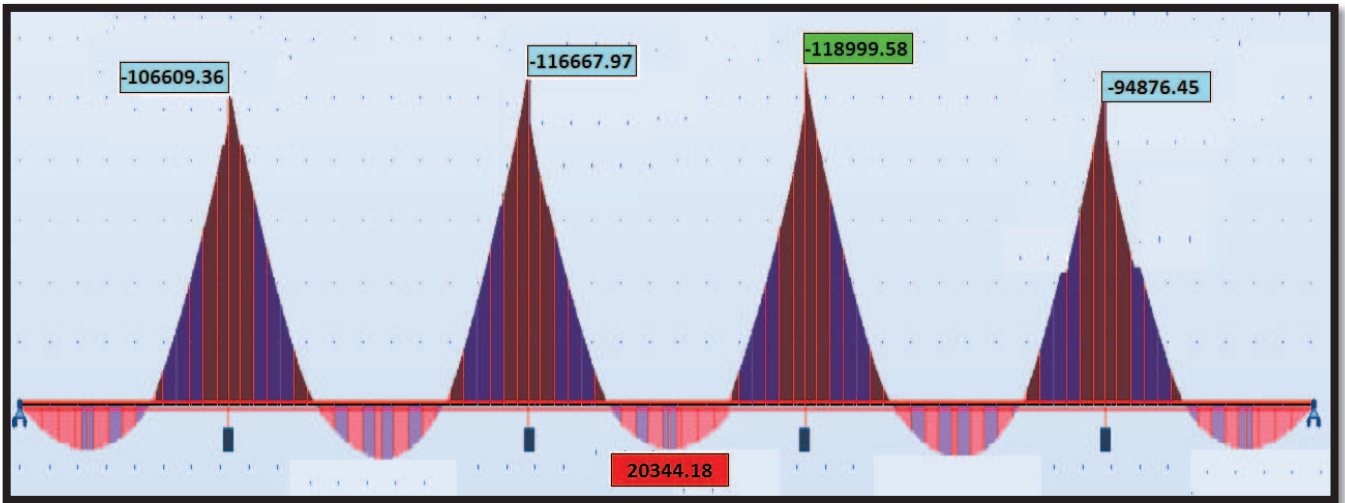


Figure VII.48: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $1,35G + 1,35D_{240}$

Les résultats obtenus sous la combinaison ELS :

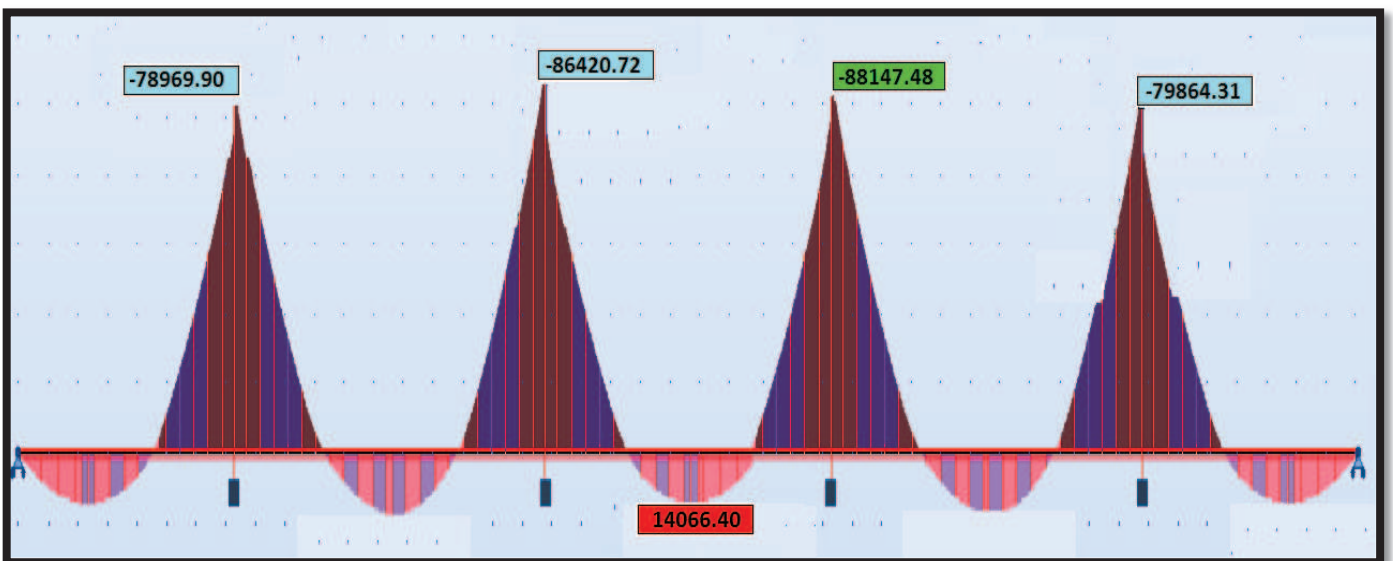


Figure VII.49: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison $G + D_{240}$.

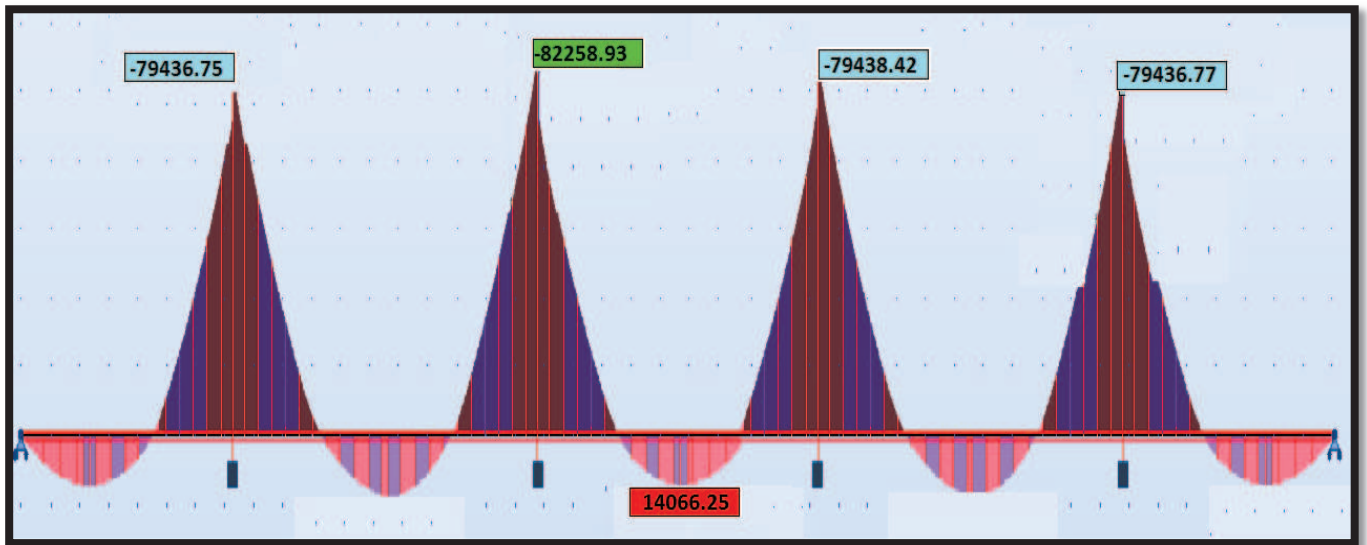


Figure VII.50: Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G + CCP.

| voussoir | x | ELU (1,35G+1,35D ₂₄₀) | ELS G+D ₂₄₀ | ELS G+CCP |
|-----------------|----|--------------------------------------|---------------------------|--------------|
| VSP | 4 | -89487,17 | -59783,05 | -59783,54 |
| V ₁ | 9 | -65934,83 | -48840,62 | -59783,55 |
| V ₂ | 14 | -52421,02 | -38830,38 | -48841,09 |
| V ₃ | 19 | -40275,87 | -29833,98 | -38830,83 |
| V ₄ | 24 | -29453,97 | -21817,75 | -29834,41 |
| V ₅ | 29 | -19880,15 | -14726,04 | -21818,16 |
| V ₆ | 34 | -11458,79 | -8487,99 | -14726,42 |
| V ₇ | 39 | -7106,05 | -6784,62 | -1363,73 |
| V ₈ | 44 | 2050,39 | 1518,81 | 1518,5 |
| V ₉ | 49 | 7244,79 | 5366,51 | 5366,23 |
| V ₁₀ | 54 | 11480,83 | 8504,31 | 8504,06 |
| V ₁₁ | 59 | 14765,14 | 10937,14 | 10936,92 |
| V ₁₂ | 64 | 17138,24 | 12695 | 12694,79 |
| V ₁₃ | 69 | 18583,76 | 13560,26 | 13765,67 |
| VC | 71 | 18884,86 | 14101,92 | 13988,61 |

Tab.VII.9 : Les moments fléchissant de chaque voussoir de la travée de rive.

| vousoir | x | ELU (1,35G+1,35D ₂₄₀) | ELS G+D ₂₄₀ | ELS G+CCP |
|-----------------|-----|--------------------------------------|---------------------------|--------------|
| VSP | 4 | 94485,19 | -74728,72 | -59783,55 |
| V ₁ | 9 | 76742,32 | -60933,89 | -55248,73 |
| V ₂ | 14 | 62279,27 | -49582,60 | -44667,28 |
| V ₃ | 19 | 49286,12 | -39324,64 | -35172,20 |
| V ₄ | 24 | 37564,54 | -30005,73 | -26623,06 |
| V ₅ | 29 | 27102,16 | -21614,54 | -19003,32 |
| V ₆ | 34 | 17817,18 | -14094,78 | -12255,03 |
| V ₇ | 39 | 9648,43 | -7403,55 | -6335,62 |
| V ₈ | 44 | 2625,52 | -1559,66 | -1263,62 |
| V ₉ | 49 | 3272,77 | 3451,54 | 2973,51 |
| V ₁₀ | 54 | 8138,35 | 7696,36 | 6448,03 |
| V ₁₁ | 59 | 11987,55 | 11172,01 | 9169,16 |
| V ₁₂ | 64 | 14832,48 | 13627,09 | 11144,31 |
| V ₁₃ | 69 | 16680,11 | 15006,68 | 12383,48 |
| V ₁₄ | 74 | 17084,87 | 15317,55 | 12892,53 |
| V _C | 76 | 17573,15 | 15317,55 | 12907,21 |
| V ₁₄ | 81 | 17614,80 | 15143,1 | 12892,42 |
| V ₁₃ | 86 | 17105,90 | 14123,84 | 12383,52 |
| V ₁₂ | 91 | 15608,34 | 12368,78 | 11144,36 |
| V ₁₁ | 96 | 13117,59 | 9877,55 | 9169,13 |
| V ₁₀ | 101 | 9622,16 | 6641,4 | 6448,01 |
| V ₉ | 106 | 5107,27 | 2652,57 | 2973,51 |
| V ₈ | 111 | 434,59 | -2098,66 | -1263,63 |
| V ₇ | 116 | 7106,22 | -7684,75 | -6335,64 |
| V ₆ | 121 | 14922,50 | -14118,19 | -12255,18 |
| V ₅ | 126 | 23854,32 | -21380,51 | -19003,46 |
| V ₄ | 131 | 33965,31 | -29514,30 | -26623,20 |
| V ₃ | 136 | 45329,81 | -38575,56 | -35172,80 |
| V ₂ | 141 | 57977,00 | -48577,50 | -44666,47 |
| V ₁ | 146 | 72087,49 | -59671,93 | -55247,92 |
| VSP | 150 | 89487,17 | -69989,03 | -59783, 22 |

Tab.VII.10 : Les moments fléchissant de chaque vousoir de la travée centrale.

CHAPITRE VIII



**Etude de la
Précontrainte**

INTRODUCTION :

Parfois, les sollicitations prévisibles sont telles que l'élasticité propre de l'acier ne suffit pas à assurer la sécurité de l'ouvrage. Aussi, a-t-on recours à des techniques spécifiques d'armature conduisant au béton précontraint.

En effet, le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression alors que la résistance en traction est limitée et provoque rapidement sa fissuration et sa rupture.

Il s'agit de techniques inventées par **Eugène Freyssinet en 1928**, qui consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton et donc à comprimer au repos, ce dernier.

Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles :

- **Câble de fléau :**

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile. Ces câbles de fléau jouent deux rôles :

- ✓ ils assurent la fixation du fléau pendant la construction
- ✓ ils reprennent les moments négatifs de l'ouvrage en construction et en service.

- **Câble de continuité : (de solidarisation)**

Ils sont disposés au voisinage de la clé de chaque travée, ils sont destinés à :

- ✓ assurer la continuité du tablier
- ✓ s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent

Remarque :

Pour le dimensionnement des câbles de fléau, on étudie seulement le demi-fléau en raison de sa symétrie par rapport à l'axe de la pile.

1. ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ DE FLEAU :**1.1. Calcul de la précontrainte de fléau :**

Le diagramme des moments sous l'effet du poids propre et des surcharges de chantier est négatif, donc il se développe en différentes sections des tractions au niveau de la fibre supérieure et des compressions au niveau de la fibre inférieure. Les contraintes normales sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fibres supérieures (traction) : } \sigma_{\text{sup}} = - \frac{|M| V}{I} \\ \text{Fibres inférieures (compression) : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{|M| V'}{I} \end{array} \right.$$

Afin de remédier au problème de traction du béton au niveau de la fibre supérieure, on applique un effort de précontrainte « p » à une distance « e » du CDG de la section. Cet effort engendrera des contraintes de compression au niveau de la fibre supérieure et des contraintes de traction au niveau de la fibre inférieure.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} \\ \sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} \end{array} \right.$$

En respectant les contraintes admissibles c.à.d. pour reprendre entièrement la traction sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} - \frac{|M| V}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} + \frac{|M| V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

- M** : moment dû au poids propre + surcharges de chantier.
- V** : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.
- V'** : distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.
- I** : moment d'inertie longitudinal de la section
- P** : effort de précontrainte.
- S** : la section du voussoir sur l'axe de la pile.
- e** : excentricité du câble par rapport au CDG de la section.
- $\overline{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

À la limite, nous aurons :

$$\sigma_{p \text{ sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} - \frac{|M| V}{I} = 0 \longrightarrow P = \frac{\frac{|M| V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e v}{I}}$$

Dans cette dernière expression « P » et « e » sont des inconnues, pour cela on fixe « e » et on détermine l'effort « P ».

1.2. Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0}$$

Avec :

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 19 T15 peut créer, P₀ est estimé à 25% de perte

$$\text{D'où : } P_0 = 0,75 \cdot \sigma_{p0} \cdot S$$

S : section d'un câble 19T15

$$S = 139 \times 19 = 2641 \text{ mm}^2$$

Ce qui donne : **P₀ = 0,75 x 1488 x 2641 = 2947356 N**

$$P_0 = 294,73 \text{ t}$$

σ_{P0} : La tension à l'origine à l'encrage, σ_{P0} est donnée selon le **BPEL91** par la formule suivante :

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0,8 f_{prg} \cdot 0,9 f_{peg})$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P0} = 1488 \text{ MPa}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

Section (pleine): $S = 52,123 \text{ m}^2$

Inertie: $I = 369.398 \text{ m}^4$

Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 3.83 \text{ m}$

$e = V - d$, on prend un enrobage des aciers actifs $d = 0,20 \text{ m} \Rightarrow e = 3.83 - 0,2. \quad e = 3.63 \text{ m}$.

d : distance entre le centre de gravité du câble moyen et la fibre supérieure du béton

1.2.1. Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

Moment d'encastrement $M_{\max} = -83518,27 \text{ t.m}$

$$P = \frac{|M| V}{\frac{I}{\frac{1}{S} + \frac{e V}{I}}}$$

$$P = 15239,44 \text{ t}$$

$$N = \frac{P}{P_0} = \frac{14230,78}{294,7356} = 51,71$$

Donc le nombre de câbles retenu est : $N = 52$ câbles de **19T15** qui seront repartis par **26** câbles dans chaque gousset (Car Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes).

Alors la précontrainte qui correspond à $N=52$ câbles est :

$$P = N \times P_0 = 50 \times 294,7356$$

$$P = 15326,251 \text{ t}$$

1.2.2. Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

Moment d'encastrement $M_{\max} = -95488,5 \text{ t.m}$

$$P = \frac{|M| V}{\frac{I}{\frac{1}{S} + \frac{e V}{I}}}$$

$$P = 17423,63 \text{ t}$$

$$N = \frac{P}{P_0} = \frac{17423,63}{294,7356} = 60$$

Donc le nombre de câbles retenu est : **N = 60** câbles de **19T15** qui seront repartis par **30** câbles dans chaque gousset (Car Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes).

Alors la précontrainte qui correspond à **N=60** câbles est :

$$P = N \times P_0 = 60 \times 294,7356$$

P=17684,14t

1.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir :

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement de la pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion ; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

1.3.1. Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

| V | M (t.m) | S (m ²) | I (m ⁴) | v (m) | e (m) | P (t) | N câbles | N ^{bre} réel | P ^{réelle} (t) |
|--------------------|-------------|------------------------|------------------------|----------|----------|----------|-------------|--------------------------|----------------------------|
| 1/2V _{SP} | 83518,27 | 52,123 | 369.398 | 3,83 | 3,63 | 15239,44 | 51,71 | 52 | 15326,251 |
| V ₁ | 73354,75 | 17,54 | 160,39 | 3,51 | 3,31 | 12401,07 | 42,08 | 52 | 15326,251 |
| V ₂ | 61859,52 | 16,47 | 126,12 | 3,16 | 2,96 | 11491,05 | 38,99 | 46 | 13557,838 |
| V ₃ | 51552,47 | 15,49 | 99,04 | 2,85 | 2,65 | 10535,02 | 35,74 | 40 | 11789,424 |
| V ₄ | 42358,4 | 14,61 | 77,84 | 2,55 | 2,35 | 9541,56 | 32,37 | 34 | 10021,010 |
| V ₅ | 34208,65 | 13,81 | 61,41 | 2,29 | 2,09 | 8484,66 | 28,79 | 30 | 8842,068 |
| V ₆ | 27041,09 | 13,11 | 48,81 | 2,07 | 1,87 | 7370,95 | 25,01 | 26 | 7663,126 |
| V ₇ | 20800,13 | 12,51 | 39,26 | 1,87 | 1,67 | 6212,28 | 21,08 | 22 | 6484,183 |
| V ₈ | 15436,74 | 12,00 | 32,13 | 1,70 | 1,5 | 5020,08 | 17,03 | 18 | 5305,241 |
| V ₉ | 10908,39 | 11,58 | 26,93 | 1,57 | 1,37 | 3825,83 | 12,98 | 14 | 4126,298 |
| V ₁₀ | 7179,13 | 11,25 | 23,26 | 1,46 | 1,26 | 2682,65 | 9,10 | 10 | 2947,356 |
| V ₁₁ | 4219,53 | 11,02 | 20,83 | 1,38 | 1,18 | 1654,91 | 5,61 | 6 | 1768,414 |
| V ₁₂ | 2006,7 | 10,83 | 19,47 | 1,33 | 1,13 | 808,59 | 2,74 | 4 | 1178,942 |
| V ₁₃ | 524,3 | 10,88 | 19 | 1,32 | 1,12 | 214,62 | 0,73 | 2 | 589,471 |
| Σ | | | | | | | | 52 | |

Tab.VIII.1 : Répartition des câbles dans chaque voussoir pour le de mi-fléau de 69m.

| Voussoirs | V ₁ | V ₂ | V ₃ | V ₄ | V ₅ | V ₆ | V ₇ | V ₈ | V ₉ | V ₁₀ | V ₁₁ | V ₁₂ | V ₁₃ |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Câbles arrêtés | 6 | 6 | 6 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 2 | 2 | 2 |
| Câbles arrêtés /âme | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 |

Tab. VIII.2: Description des câbles pour le demi-fléau de 69m.

1.3.2. Cas 2 : le demi-fléau de 74

| V | M (t.m) | S (m ²) | I (m ⁴) | v (m) | e (m) | P (t) | N câbles | N ^{bre} réel | P ^{réelle} |
|--------------------|-------------|------------------------|------------------------|-------|----------|----------|-------------|--------------------------|---------------------|
| 1/2V _{SP} | 95488,5 | 52,123 | 369.398 | 3.83 | 3,63 | 17423,6 | 59,12 | 60 | 17684,14 |
| V ₁ | 84677,9 | 17,62 | 163,15 | 3,56 | 3,36 | 14205,45 | 48,20 | 60 | 17684,14 |
| V ₂ | 72282,72 | 16,62 | 130,54 | 3,23 | 3,03 | 13234,47 | 44,90 | 54 | 15915,72 |
| V ₃ | 61081,19 | 15,69 | 104,30 | 3 | 2,8 | 12177,64 | 41,32 | 48 | 14147,31 |
| V ₄ | 51002,93 | 14,85 | 83,36 | 2,64 | 2,44 | 11169,39 | 37,90 | 42 | 12378,90 |
| V ₅ | 41982,99 | 14,09 | 66,79 | 2,42 | 2,22 | 10046,72 | 34,09 | 36 | 10610,48 |
| V ₆ | 33962,4 | 13,40 | 53,79 | 2,17 | 1,97 | 8891,02 | 30,17 | 32 | 9431,54 |
| V ₇ | 26887,34 | 12,80 | 43,69 | 1,97 | 1,77 | 7676,33 | 26,04 | 28 | 8252,60 |
| V ₈ | 20710,01 | 12,28 | 35,94 | 1,79 | 1,59 | 6421,64 | 21,79 | 22 | 6484,18 |
| V ₉ | 15388,09 | 11,84 | 30,08 | 1,6 | 1,4 | 5150,24 | 17,47 | 18 | 5305,24 |
| V ₁₀ | 10884,94 | 11,47 | 25,74 | 1,53 | 1,33 | 3892,01 | 13,21 | 14 | 4126,30 |
| V ₁₁ | 7169,53 | 11,19 | 22,64 | 1,45 | 1,25 | 2710,25 | 9,20 | 10 | 2947,36 |
| V ₁₂ | 4216,5 | 10,99 | 20,57 | 1,38 | 1,18 | 1662,46 | 5,64 | 6 | 1768,41 |
| V ₁₃ | 2006,1 | 10,87 | 19,39 | 1,34 | 1,14 | 811,79 | 2,75 | 4 | 1178,94 |
| V ₁₄ | 524,26 | 10,83 | 19 | 1,32 | 1,12 | 214,06 | 0,73 | 2 | 589,47 |

Tab. VIII.3 : Répartition des câbles dans chaque voussoir pour le de mi-fléau de 74m.

| Voussoirs | V ₁ | V ₂ | V ₃ | V ₄ | V ₅ | V ₆ | V ₇ | V ₈ | V ₉ | V ₁₀ | V ₁₁ | V ₁₂ | V ₁₃ | V ₁₄ |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Câbles arrêtés | 6 | 6 | 6 | 6 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 2 | 2 |
| Câbles arrêtés/âme | 3 | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 |

Tab.VIII.4: Description des câbles pour le demi-fléau de 74m

1.4. Position et enrobage des câbles :

1.4.1. : le demi-fléau de 69 m

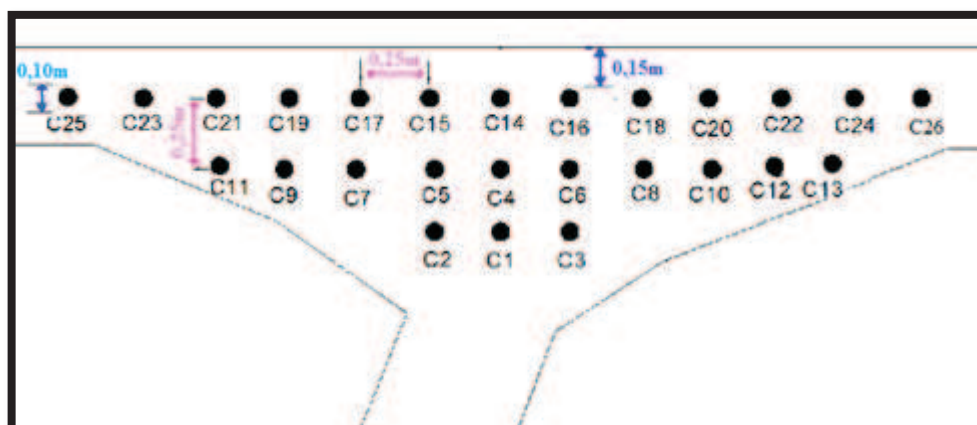


Figure VII.1 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

1.4.2. Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

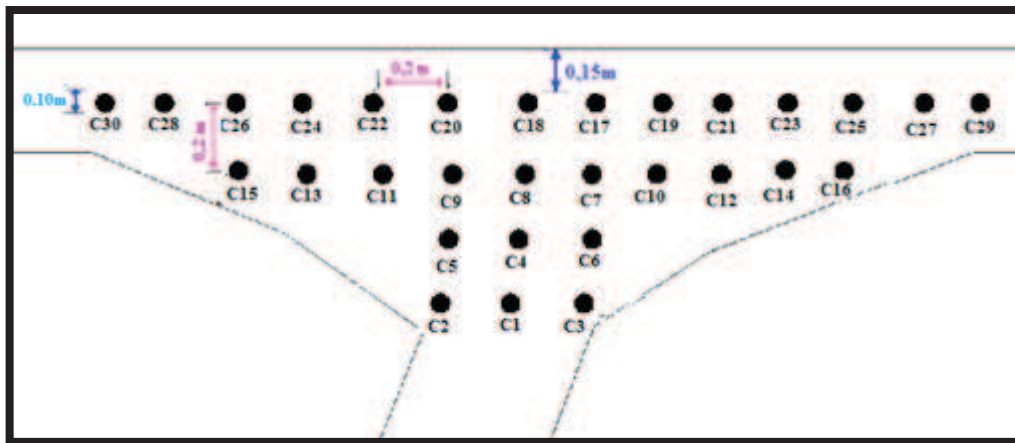


Figure VII.2 : Disposition des câbles dans le gousset supérieur.

1.5. Etude du tracé des câbles :

Les câbles du fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Ils doivent subir simultanément des déviations en plan et en élévation.

Le grand principe à respecter est d'éviter au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.

1.5.1. Etude du tracé des câbles en élévation :

Les câbles de fléau sont disposés dans les goussets supérieurs. Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant.

Pour l'ancrage de ces câbles dans les âmes, on laissera une distance de **0,5 m** entre axe des câbles.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à **0,25m** de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).

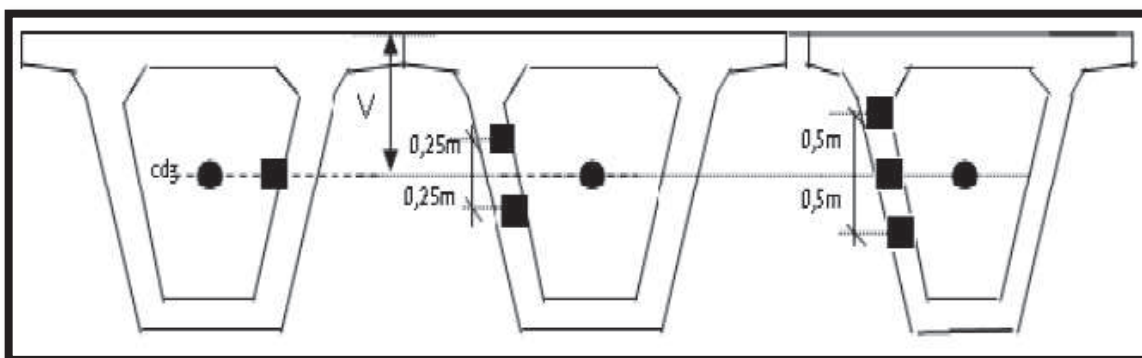


Figure VIII.3: La disposition des ancrages au niveau des âmes.

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au début du dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique dont l'équation est de la forme :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Avec :

d_1 : Distance du point d'ancrage.

d_0 : Distance du câble à la fibre supérieure.

L : Distance sur laquelle se fait la courbure, longueur d'un voussoir (5m) pour les six premiers câbles et de deux voussoirs (10m) pour le reste des câbles.

- Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression suivante :

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y}$$

Avec :

$$y = d_1 - d_0$$

R_{\min} : rayon minimal pour les câbles 19T15 = 9 m.

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale est donnée par :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d_y}{d_x} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{L^2}$$

$$\alpha = \operatorname{Arctg} \left[2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{L^2} \right]$$

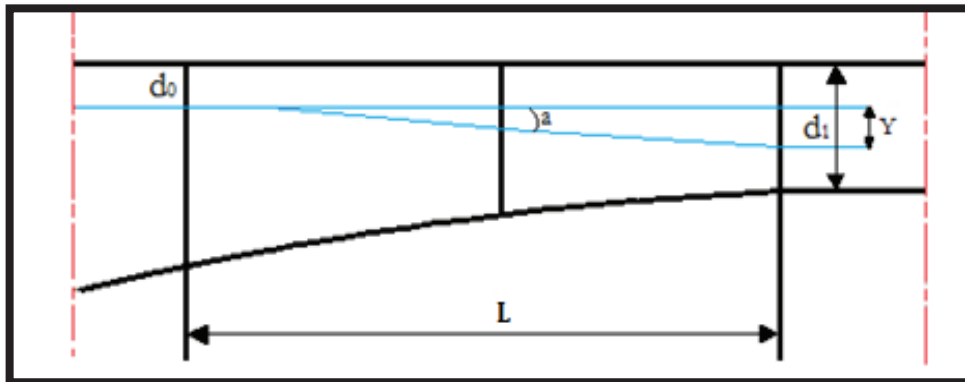


Figure VIII.4: Tracé d'un câble en élévation.

- Voussoir sur pile : sur ce voussoir on n'arrête aucun câble.
- Voussoir N°1 :

Pour le premier voussoir (à $x = 9\text{m}$), on arrête **6** câbles dans cette section soient **3** par âme.

➤ Tracé du câble N°1 :

Le câble n° 1 s'ancrera de **0.5m** au dessus du **C.D.G** de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 5 \text{ m} \\ V = 3,51 \text{ m} \\ d_0 = 0,70 \text{ m} \\ d_1 = 3,01 \text{ m} \\ y = d_1 - d_0 = 2,31 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$R(X) = \frac{5^2}{2(3,01-0,70)} = 5,41 \text{ m} < 9 \text{ m}.$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 9 \text{ m} \Rightarrow \frac{x^2}{2Y} \geq 9 \Rightarrow Y \leq \frac{x^2}{18}$$

A.N : $Y \leq \frac{5^2}{18}$ Soit $Y = 0,38 \text{ m} \Rightarrow R(x = 5\text{m}) = 32,89 \text{ m} \Rightarrow$ Donc $d_1 = y + d_0 = 1,08 \text{ m}$

$$\text{tg } \alpha = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{L^2} = \frac{2Y}{L} \Rightarrow \alpha = 0,151 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = 0,7 + 0,015x^2$$

➤ **Tracé du câble N°2 :**

Le câble n° 2 s'ancrera au C.D.G de la section

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 5 \text{ m} \\ V = 3,51 \text{ m} \\ d_0 = 0,70 \text{ m} \\ d_1 = V = 3,51 \text{ m} \\ y = d_1 - d_0 = 2,81 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$R(X) = \frac{5^2}{2(3,51-0,70)} = 4,45 \text{ m} < 9 \text{ m}.$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 9 \text{ m} \Rightarrow \frac{x^2}{2Y} \geq 9 \Rightarrow Y \leq \frac{x^2}{18}$$

A.N : $Y \leq \frac{5^2}{18}$ Soit $Y = 0,88 \text{ m} \Rightarrow R(x = 5\text{m}) = 14,20 \text{ m} \Rightarrow$ Donc $d_1 = y + d_0 = 1,58 \text{ m}$

$$\text{tg } \alpha = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{L^2} = \frac{2Y}{L} \Rightarrow \alpha = 0,338 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = 0,7 + 0,035x^2$$

➤ **Tracé du câble N°3 :**

Le câble n° 3 s'ancrera à une distance de **0.5 m** au dessous du c d g de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 5 \text{ m} \\ V = 3,51 \text{ m} \\ d_0 = 0,70 \text{ m} \\ d_1 = 4,01 \text{ m} \\ y = d_1 - d_0 = 3,31 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$R(X) = \frac{5^2}{2(4,01-0,70)} = 3,78 \text{ m} < 9 \text{ m.}$$

Nous devons changer la position du point d'ancrage :

$$R(x) \geq 9 \text{ m} \Rightarrow \frac{x^2}{2Y} \geq 9 \Rightarrow Y \leq \frac{x^2}{18} \Rightarrow Y$$

A.N : $Y \leq \frac{5^2}{18}$ Soit $Y = 1,38 \text{ m} \Rightarrow R(x = 5\text{m}) = 9,06 \text{ m} \Rightarrow$ Donc $d_1 = y + d_0 = 2,08 \text{ m}$

$$\text{tg } \alpha = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{L^2} = \frac{2Y}{L} \Rightarrow \alpha = 0,504 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$Y(x) = 0,7 + 0,055 x^2$$

Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau ci après :

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

| Voussoir | N° câble | L (m) | V (m) | d ₀ (m) | d ₁ (m) | Y (m) | R (m) | α _e (rad) | Equation de la courbe |
|----------|-----------------|-------|-------|--------------------|--------------------|-------|-------|----------------------|---------------------------|
| V1 | C ₁ | 5 | 3,51 | 0,70 | 1,08 | 0,38 | 32,89 | 0,151 | 0,700+0,015X ² |
| | C ₂ | 5 | 3,51 | 0,70 | 1,58 | 0,88 | 14,20 | 0,338 | 0,700+0,035X ² |
| | C ₃ | 5 | 3,51 | 0,70 | 2,08 | 1,38 | 9,06 | 0,504 | 0,700+0,055X ² |
| V2 | C ₄ | 10 | 3,16 | 0,45 | 2,66 | 2,21 | 22,62 | 0,416 | 0,450+0,022X ² |
| | C ₅ | 10 | 3,16 | 0,45 | 3,16 | 2,71 | 18,45 | 0,497 | 0,450+0,027X ² |
| | C ₆ | 10 | 3,16 | 0,45 | 3,66 | 3,21 | 15,58 | 0,571 | 0,450+0,032X ² |
| V3 | C ₇ | 10 | 2,85 | 0,45 | 2,35 | 1,9 | 26,32 | 0,363 | 0,450+0,019X ² |
| | C ₈ | 10 | 2,85 | 0,45 | 2,85 | 2,4 | 20,83 | 0,447 | 0,450+0,024X ² |
| | C ₉ | 10 | 2,85 | 0,45 | 3,35 | 2,9 | 17,24 | 0,525 | 0,450+0,029X ² |
| V4 | C ₁₀ | 10 | 2,55 | 0,45 | 2,3 | 1,85 | 27,03 | 0,354 | 0,450+0,019X ² |
| | C ₁₁ | 10 | 2,55 | 0,45 | 2,8 | 2,35 | 21,28 | 0,439 | 0,450+0,024X ² |
| V5 | C ₁₂ | 10 | 2,29 | 0,45 | 2,04 | 1,59 | 31,45 | 0,308 | 0,450+0,016X ² |
| | C ₁₃ | 10 | 2,29 | 0,45 | 2,54 | 2,09 | 23,92 | 0,396 | 0,450+0,021X ² |
| V6 | C ₁₄ | 10 | 2,07 | 0,2 | 1,82 | 1,62 | 30,86 | 0,313 | 0,250+0,016X ² |
| | C ₁₅ | 10 | 2,07 | 0,2 | 2,32 | 2,12 | 23,58 | 0,401 | 0,250+0,021X ² |
| V7 | C ₁₆ | 10 | 1,87 | 0,2 | 1,62 | 1,42 | 35,21 | 0,277 | 0,250+0,014X ² |
| | C ₁₇ | 10 | 1,87 | 0,2 | 2,12 | 1,92 | 26,04 | 0,3667 | 0,250+0,019X ² |
| V8 | C ₁₈ | 10 | 1,70 | 0,2 | 1,45 | 1,25 | 40,00 | 0,245 | 0,250+0,013X ² |
| | C ₁₉ | 10 | 1,70 | 0,2 | 1,95 | 1,75 | 28,57 | 0,337 | 0,250+0,018X ² |
| V9 | C ₂₀ | 10 | 1,57 | 0,2 | 1,32 | 1,12 | 44,64 | 0,22 | 0,250+0,011X ² |
| | C ₂₁ | 10 | 1,57 | 0,2 | 1,82 | 1,62 | 30,86 | 0,313 | 0,250+0,016X ² |
| V10 | C ₂₂ | 10 | 1,46 | 0,2 | 1,21 | 1,01 | 49,50 | 0,199 | 0,250+0,010X ² |
| | C ₂₃ | 10 | 1,46 | 0,2 | 1,71 | 1,51 | 33,11 | 0,293 | 0,250+0,015X ² |
| V11 | C ₂₄ | 10 | 1,38 | 0,2 | 1,38 | 1,18 | 42,37 | 0,232 | 0,250+0,012X ² |
| V12 | C ₂₅ | 10 | 1,33 | 0,2 | 1,33 | 1,13 | 44,25 | 0,260 | 0,250+0,011X ² |
| V13 | C ₂₆ | 10 | 1,32 | 0,2 | 1,32 | 1,12 | 44,64 | 0,220 | 0,250+0,011X ² |

Tab.VIII.5: Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation. (demi-fléau de 69m)

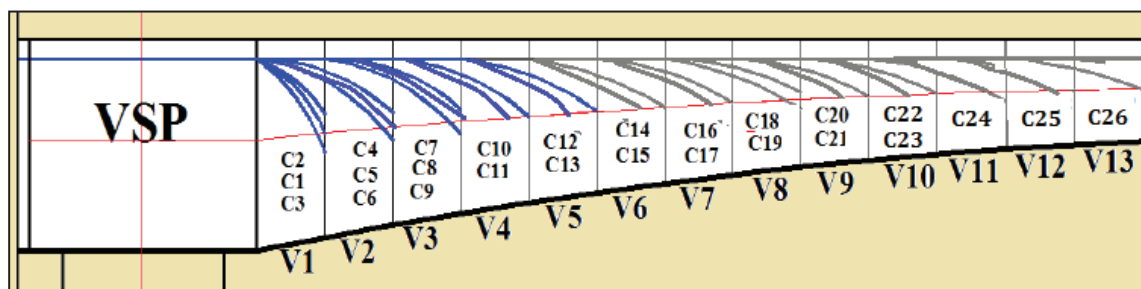


Figure III.5: Tracé des câbles en élévation de demi-fléau de 69m.

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

| Voussoir | N° câble | L (m) | V (m) | d ₀ (m) | d ₁ (m) | Y (m) | R (m) | α _e (rad) | Equation de la courbe |
|----------|-----------------|-------|-------|--------------------|--------------------|-------|--------|----------------------|-------------------------|
| V1 | C ₁ | 5 | 3,56 | 0,8 | 1,18 | 0,38 | 32,895 | 0,151 | 0,8+0,015X ² |
| | C ₂ | 5 | 3,56 | 0,8 | 1,68 | 0,88 | 14,205 | 0,338 | 0,8+0,035X ² |
| | C ₃ | 5 | 3,56 | 0,8 | 2,18 | 1,38 | 9,058 | 0,504 | 0,8+0,055X ² |
| V2 | C ₄ | 10 | 3,23 | 0,6 | 2,73 | 2,13 | 23,474 | 0,402 | 0,6+0,021X ² |
| | C ₅ | 10 | 3,23 | 0,6 | 3,23 | 2,63 | 19,011 | 0,484 | 0,6+0,026X ² |
| | C ₆ | 10 | 3,23 | 0,6 | 3,73 | 3,13 | 15,974 | 0,559 | 0,6+0,031X ² |
| V3 | C ₇ | 10 | 3 | 0,4 | 2,5 | 2,1 | 23,810 | 0,397 | 0,4+0,021X ² |
| | C ₈ | 10 | 3 | 0,4 | 3 | 2,6 | 19,231 | 0,479 | 0,4+0,026X ² |
| | C ₉ | 10 | 3 | 0,4 | 3,5 | 3,1 | 16,129 | 0,555 | 0,4+0,031X ² |
| V4 | C ₁₀ | 10 | 2,64 | 0,4 | 2,14 | 1,74 | 28,736 | 0,33 | 0,4+0,017X ² |
| | C ₁₁ | 10 | 2,64 | 0,4 | 2,64 | 2,24 | 22,321 | 0,421 | 0,4+0,022X ² |
| | C ₁₂ | 10 | 2,64 | 0,4 | 3,14 | 2,74 | 18,248 | 0,501 | 0,4+0,027X ² |
| V5 | C ₁₃ | 10 | 2,42 | 0,4 | 2,17 | 1,77 | 28,249 | 0,34 | 0,4+0,018X ² |
| | C ₁₄ | 10 | 2,42 | 0,4 | 2,67 | 2,27 | 22,026 | 0,426 | 0,4+0,023X ² |
| V6 | C ₁₅ | 10 | 2,17 | 0,4 | 1,92 | 1,52 | 32,895 | 0,295 | 0,4+0,015X ² |
| | C ₁₆ | 10 | 2,17 | 0,4 | 2,42 | 2,02 | 24,752 | 0,384 | 0,4+0,020X ² |
| V7 | C ₁₇ | 10 | 1,97 | 0,2 | 1,72 | 1,52 | 32,895 | 0,295 | 0,2+0,015X ² |
| | C ₁₈ | 10 | 1,97 | 0,2 | 2,22 | 2,02 | 24,752 | 0,384 | 0,2+0,020X ² |
| V8 | C ₁₉ | 10 | 1,79 | 0,2 | 1,54 | 1,34 | 37,313 | 0,262 | 0,2+0,013X ² |
| | C ₂₀ | 10 | 1,79 | 0,2 | 2,04 | 1,84 | 27,174 | 0,352 | 0,2+0,018X ² |
| V9 | C ₂₁ | 10 | 1,6 | 0,2 | 1,35 | 1,15 | 43,478 | 0,226 | 0,2+0,012X ² |
| | C ₂₂ | 10 | 1,6 | 0,2 | 1,85 | 1,65 | 30,303 | 0,318 | 0,2+0,017X ² |
| V10 | C ₂₃ | 10 | 1,53 | 0,2 | 1,28 | 1,08 | 46,296 | 0,213 | 0,2+0,011X ² |
| | C ₂₄ | 10 | 1,53 | 0,2 | 1,78 | 1,58 | 31,646 | 0,306 | 0,2+0,016X ² |
| V11 | C ₂₅ | 10 | 1,45 | 0,2 | 1,2 | 1 | 50,000 | 0,197 | 0,2+0,010X ² |
| | C ₂₆ | 10 | 1,45 | 0,2 | 1,7 | 1,5 | 33,333 | 0,291 | 0,2+0,015X ² |
| V12 | C ₂₇ | 10 | 1,38 | 0,2 | 1,13 | 0,93 | 53,763 | 0,184 | 0,2+0,009X ² |
| | C ₂₈ | 10 | 1,38 | 0,2 | 1,63 | 1,43 | 34,965 | 0,278 | 0,2+0,014X ² |
| V13 | C ₂₉ | 10 | 1,34 | 0,2 | 1,34 | 1,14 | 43,860 | 0,224 | 0,2+0,011X ² |
| V14 | C ₃₀ | 10 | 1,32 | 0,2 | 1,32 | 1,12 | 44,643 | 0,22 | 0,2+0,011X ² |

Tab. VIII.6: Tableau donnant les paramètres du tracé des câbles en élévation (demi-fléau de 74m)

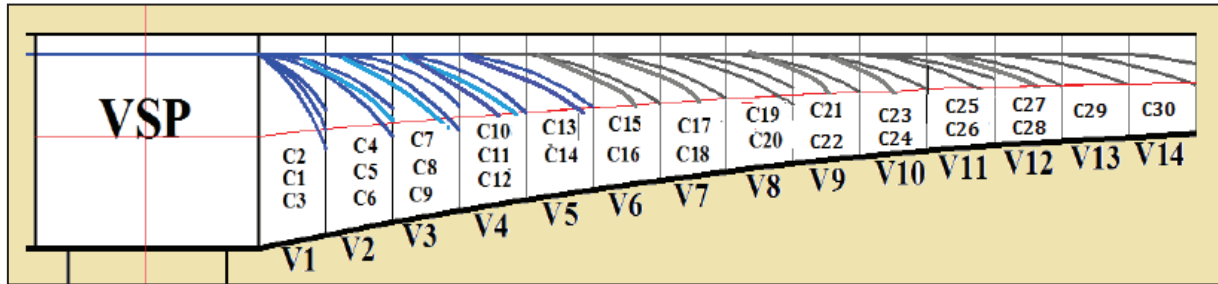


Figure VIII.6: Tracé des câbles en élévation de demi-fléau de 74m.

1.5.2. Etude du tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux coupures ; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de l'exécution.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible

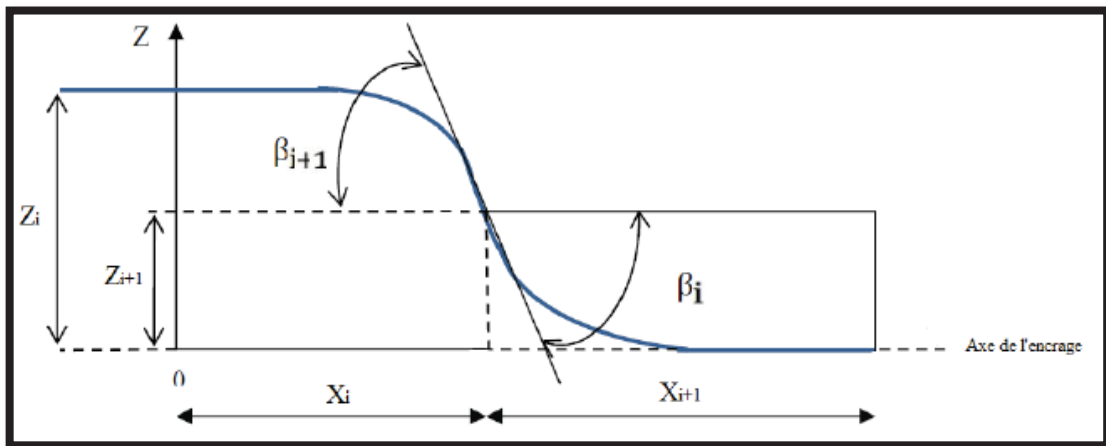


Figure VIII.7: Tracé en plan d'un câble de fléau.

➤ équation générale de la courbure :

$$Z(x) = X^2 + bX + c$$

La courbure est obtenue par la continuité de deux paraboles d'équations :

$$Z(x) = Z_i + (Z_{i+1} - Z_i) \left(\frac{X}{L}\right)^2$$

➤ Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{L_i^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \quad R_i = R_{i+1} \text{ (en raison de symétrie)}$$

➤ L'inclinaison à l'horizontale :

$$\text{tng}(\alpha_{pi}) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{(X_i)}$$

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

N.B : Du fait de leur position initiale, les câbles C1, C4 et C14 sont confondus avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

Pour le reste des câbles, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| Voussoir | N° câble | L (m) | L1=L2 (m) | Z _i (m) | Z _{i+1} (m) | R _i (m) | α _p (rad) | Equation de la 1ère courbure |
|----------|----------|-------|-----------|--------------------|----------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|
| V1 | C1 | 5 | 2,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | C2 | 5 | 2,5 | 0,25 | 0,125 | 25 | 0,01 | 0,2-0,02X ² |
| | C3 | 5 | 2,5 | -0,25 | -0,125 | -25 | 0,01 | -0,25+0,02X ² |
| V2 | C4 | 10 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | C5 | 10 | 5 | 0,25 | 0,125 | 100 | 0,03 | 0,25-0,005X ² |
| | C6 | 10 | 5 | -0,25 | -0,125 | -100 | 0,03 | -0,25+0,005X ² |
| V3 | C7 | 10 | 5 | 0,5 | 0,25 | 50 | 0,01 | 0,5-0,01X ² |
| | C8 | 10 | 5 | -0,5 | -0,25 | -50 | 0,01 | -0,5+0,05X ² |
| | C9 | 10 | 5 | 0,75 | 0,375 | 33,33 | 0,15 | 0,75-0,015X ² |
| V4 | C10 | 10 | 5 | -0,75 | -0,375 | -33,33 | 0,15 | -0,75+0,015X ² |
| | C11 | 10 | 5 | 1 | 0,5 | 25 | 0,2 | 1-0,02X ² |
| V5 | C12 | 10 | 5 | -1 | -0,5 | -25 | 0,2 | -1+0,02X ² |
| | C13 | 10 | 5 | 1,25 | 0,625 | 20 | 0,24 | 1,25-0,025X ² |
| V6 | C14 | 10 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | C15 | 10 | 5 | 0,25 | 0,125 | 100 | 0,05 | 0,25-0,005X ² |
| V7 | C16 | 10 | 5 | -0,25 | -0,125 | -100 | 0,05 | -0,25+0,005X ² |
| | C17 | 10 | 5 | 0,5 | 0,25 | 50 | 0,01 | 0,5+0,01X ² |
| V8 | C18 | 10 | 5 | -0,5 | -0,25 | -50 | 0,01 | -0,5+0,01X ² |
| | C19 | 10 | 5 | 0,75 | 0,375 | 33,33 | 0,15 | 0,75-0,015X ² |
| V9 | C20 | 10 | 5 | -0,75 | -0,375 | -33,33 | 0,15 | -0,75+0,175X ² |
| | C21 | 10 | 5 | 1 | 0,5 | 25 | 0,2 | 1+0,02X ² |
| V10 | C22 | 10 | 5 | -1 | -0,5 | -25 | 0,2 | -1+0,02X ² |
| | C23 | 10 | 5 | 1,25 | 0,625 | 20 | 0,24 | 1,25-0,025X ² |
| V11 | C24 | 10 | 5 | -1,25 | -0,625 | -20 | 0,24 | -1,25+0,025X ² |
| V12 | C25 | 10 | 5 | 1,5 | 0,75 | 16,67 | 0,29 | 1,5-0,03 |
| V13 | C26 | 10 | 5 | -1,5 | -0,75 | -16,67 | 0,29 | -1,5+0,03X ² |

Tab.VIII.7: Tracé des câbles en plan. (demi-fléau de 69m)

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

N.B : Du fait de leur position initiale, les câbles C1, C4 sont confondus avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

Pour le reste des câbles, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| Voussoir | N° câble | L (m) | L ₁ =L ₂ (m) | Z _i (m) | Z _{i+1} (m) | R _i (m) | α _p (rad) | Equation de la 1ère courbure |
|----------|----------------|-------|------------------------------------|--------------------|----------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|
| V1 | C ₁ | 5 | 2,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | C ₂ | 5 | 2,5 | 0,2 | 0,1 | 31,25 | 0,08 | 0,2-0,016X ² |
| | C ₃ | 5 | 2,5 | -0,2 | -0,1 | -31,25 | 0,08 | -0,2+0,016X ² |

| | | | | | | | | |
|------------|-----------------------|----|---|------|------|---------|-------|--------------------------------|
| V2 | C₄ | 10 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | C₅ | 10 | 5 | 0,2 | 0,1 | 125 | 0,04 | 0,2-0,004X² |
| | C₆ | 10 | 5 | -0,2 | -0,1 | -125 | 0,04 | -0,2+0,004X² |
| V3 | C₇ | 10 | 5 | -0,2 | -0,1 | -125 | 0,02 | -0,2-0,004X² |
| | C₈ | 10 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | C₉ | 10 | 5 | 0,2 | 0,1 | 125,00 | 0,04 | 0,2-0,004X² |
| V4 | C₁₀ | 10 | 5 | -0,4 | -0,2 | -62,50 | 0,08 | -0,4+0,008X² |
| | C₁₁ | 10 | 5 | 0,4 | 0,2 | 62,50 | 0,08 | 0,4-0,008X² |
| | C₁₂ | 10 | 5 | -0,6 | -0,3 | -41,67 | 0,12 | -0,6+0,012X² |
| V5 | C₁₃ | 10 | 5 | 0,6 | 0,3 | 41,67 | 0,12 | 0,6-0,012X² |
| | C₁₄ | 10 | 5 | -0,8 | -0,4 | -31,25 | 0,158 | -0,8+0,016X² |
| V6 | C₁₅ | 10 | 5 | 0,8 | 0,4 | 31,25 | 0,158 | 0,8-0,016X² |
| | C₁₆ | 10 | 5 | -1 | -0,5 | -25,00 | 0,197 | -1-0,02X² |
| V7 | C₁₇ | 10 | 5 | -0,2 | -0,1 | -125,00 | 0,04 | -0,2+0,004X² |
| | C₁₈ | 10 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| V8 | C₁₉ | 10 | 5 | -0,4 | -0,2 | -62,50 | -0,08 | -0,4+0,008X² |
| | C₂₀ | 10 | 5 | 0,2 | 0,1 | 125,00 | 0,04 | 0,2-0,004X² |
| V9 | C₂₁ | 10 | 5 | -0,6 | -0,3 | -41,67 | 0,12 | -0,6+0,012X² |
| | C₂₂ | 10 | 5 | 0,4 | 0,2 | 62,50 | 0,08 | 0,4-0,008X² |
| V10 | C₂₃ | 10 | 5 | -0,8 | -0,4 | -31,25 | 0,158 | -0,8+0,016X² |
| | C₂₄ | 10 | 5 | 0,6 | 0,3 | 41,67 | 0,12 | 0,6-0,012X² |
| V11 | C₂₅ | 10 | 5 | -1 | -0,5 | -25,00 | 0,197 | -1+0,02X² |
| | C₂₆ | 10 | 5 | 0,8 | 0,4 | 31,25 | 0,158 | 0,8-0,016X² |
| V12 | C₂₇ | 10 | 5 | -1,2 | -0,6 | -20,83 | 0,235 | -1,2+0,024X² |
| | C₂₈ | 10 | 5 | 1 | 0,5 | 25,00 | 0,197 | 1-0,02X² |
| V13 | C₂₉ | 10 | 5 | -1,4 | -0,7 | -17,86 | 0,273 | -1,4+0,028X² |
| V14 | C₃₀ | 10 | 5 | 1,2 | 0,6 | 20,83 | 0,235 | 1,2-0,024X² |

Tab.VIII.8: Tracé des câbles en plan. (demi-fléau de 74m)

1.6. Les pertes de tension :

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble.

Contrairement au béton armé, on ne peut déterminer de façon réglementaire et précise le taux de travail des aciers de précontrainte, et les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles, et la tension de ce dernier provoque des pertes appelées pertes de précontraintes. D'une manière générale, on désigne sous le nom : perte de précontrainte la différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. On distingue :

- **Les pertes instantanées**
- **Les pertes différées**

1.6.1. **Les pertes instantanées :**

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- ✓ Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.

- ✓ Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- ✓ Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

• **Pertes par frottement :**

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé (ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectiligne

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 - (e^{-f\alpha - \varphi x})]$$

Avec :

$\sigma_p(x)$: La tension à n'importe quel point d'abscisse « x » après la mise en tension est :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - f \cdot \alpha - \varphi \cdot x)$$

σ_{p0} : Contrainte (initiale) à l'origine = **1488MPa**.

e : La base des logarithmes népériens.

f : Coefficient de frottement de courbure, tel que : **f = 0,2 rad⁻¹**.

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur, tel que : **$\varphi = 0,003m^{-1}$** .

X : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

α : La variation angulaire du câble de l'abscisse (x).

Si les déviations α_e en élévation et α_p en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\alpha = \alpha_e + 2 \alpha_p$

Si les déviations ont lieu simultanément on aura la formule approchée :

$$\text{tg } \alpha = \sqrt{\text{tg}^2 \alpha_p + \text{tg}^2 \alpha_e}$$

Pour le calcul des pertes de chaque câble on donne les tableaux suivants :

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

| Voussoir | N° Câble | X (m) | α (rad) | $e^{-(f\alpha - \varphi x)}$ | $\Delta\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} (1 - (e^{-(f\alpha - \varphi x)}))$ |
|-----------|------------|-------|----------------|------------------------------|---|
| V1 | C1 | 9 | 0,151 | 0,944 | 83,33 |
| | C2 | 9 | 0,358 | 0,906 | 139,87 |
| | C3 | 9 | 0,524 | 0,877 | 183,02 |
| V2 | C4 | 14 | 0,416 | 0,882 | 175,58 |
| | C5 | 14 | 0,557 | 0,858 | 211,30 |
| | C6 | 14 | 0,631 | 0,845 | 230,64 |
| V3 | C7 | 19 | 0,383 | 0,875 | 186,00 |
| | C8 | 19 | 0,467 | 0,860 | 208,32 |
| | C9 | 19 | 0,825 | 0,801 | 296,11 |
| V4 | C10 | 24 | 0,654 | 0,816 | 273,79 |
| | C11 | 24 | 0,839 | 0,787 | 316,94 |
| V5 | C12 | 29 | 0,708 | 0,796 | 303,55 |
| | C13 | 29 | 0,876 | 0,769 | 343,73 |

| | | | | | |
|----------|-----|----|--------|-------|----------------|
| V6 | C14 | 34 | 0,313 | 0,848 | 226,18 |
| | C15 | 34 | 0,501 | 0,817 | 272,30 |
| V7 | C16 | 39 | 0,377 | 0,825 | 260,40 |
| | C17 | 39 | 0,3867 | 0,823 | 263,38 |
| V8 | C18 | 44 | 0,265 | 0,831 | 251,47 |
| | C19 | 44 | 0,637 | 0,772 | 339,26 |
| V9 | C20 | 49 | 0,52 | 0,778 | 330,34 |
| | C21 | 49 | 0,713 | 0,749 | 373,49 |
| V10 | C22 | 54 | 0,599 | 0,754 | 366,05 |
| | C23 | 54 | 0,773 | 0,729 | 403,25 |
| V11 | C24 | 59 | 0,712 | 0,727 | 406,22 |
| V12 | C25 | 64 | 0,84 | 0,698 | 449,38 |
| V13 | C26 | 69 | 0,8 | 0,693 | 456,82 |
| Σ | | | | | 7350,72 |

Tab.VIII.9: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles. (demi-fléau de 69m)

Donc la somme des pertes dues aux frottements des câbles est :

$$\Sigma \Delta\sigma_{p0} = 7350,72 \text{ MPa}$$

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

| Voussoir | N° câble | X (m) | α (rad) | $e^{-(f\alpha - \varphi x)}$ | $\Delta\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} (1 - (e^{-(f\alpha - \varphi x)}))$ |
|----------|-----------------|----------|-------------------|------------------------------|---|
| V1 | C ₁ | 9 | 0,151 | 0,944 | 82,725 |
| | C ₂ | 9 | 0,498 | 0,881 | 176,944 |
| | C ₃ | 9 | 0,664 | 0,852 | 219,756 |
| V2 | C ₄ | 14 | 0,402 | 0,885 | 171,426 |
| | C ₅ | 14 | 0,564 | 0,857 | 213,399 |
| | C ₆ | 14 | 0,639 | 0,844 | 232,376 |
| V3 | C ₇ | 19 | 0,437 | 0,866 | 200,074 |
| | C ₈ | 19 | 0,479 | 0,858 | 210,848 |
| | C ₉ | 19 | 0,635 | 0,832 | 250,080 |
| V4 | C ₁₀ | 24 | 0,49 | 0,844 | 232,627 |
| | C ₁₁ | 24 | 0,581 | 0,828 | 255,268 |
| | C ₁₂ | 24 | 0,741 | 0,802 | 294,091 |
| V5 | C ₁₃ | 29 | 0,58 | 0,816 | 273,378 |
| | C ₁₄ | 29 | 0,742 | 0,790 | 312,101 |
| V6 | C ₁₅ | 34 | 0,611 | 0,799 | 298,857 |
| | C ₁₆ | 34 | 0,778 | 0,773 | 337,918 |
| V7 | C ₁₇ | 39 | 0,375 | 0,825 | 259,943 |
| | C ₁₈ | 39 | 0,384 | 0,824 | 262,152 |
| V8 | C ₁₉ | 44 | 0,102 | 0,859 | 210,337 |
| | C ₂₀ | 44 | 0,432 | 0,804 | 291,940 |
| V9 | C ₂₁ | 49 | 0,466 | 0,786 | 317,732 |
| | C ₂₂ | 49 | 0,478 | 0,785 | 320,537 |
| V10 | C ₂₃ | 54 | 0,529 | 0,765 | 349,590 |
| | C ₂₄ | 54 | 0,546 | 0,762 | 353,454 |
| V11 | C ₂₅ | 59 | 0,591 | 0,744 | 380,359 |
| | C ₂₆ | 59 | 0,607 | 0,742 | 383,897 |
| V12 | C ₂₇ | 64 | 0,654 | 0,724 | 410,511 |
| | C ₂₈ | 64 | 0,672 | 0,722 | 414,383 |

| | | | | | |
|-----|-----------------|----|------|-------|-----------------|
| V13 | C ₂₉ | 69 | 0,77 | 0,697 | 450,895 |
| V14 | C ₃₀ | 74 | 0,69 | 0,698 | 449,858 |
| Σ | | | | | 8617,455 |

Tab. VIII.10: Résultats des pertes de tension par frottement des différents câbles. (demi-fléau de 74m)

Donc la somme des pertes dues aux frottements des câbles est :

$$\Sigma \Delta\sigma_{p0} = 8617,455 \text{ MPa}$$

• **Pertes de tension par recule des ancrages (ou par tassement d'ancrage):**

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

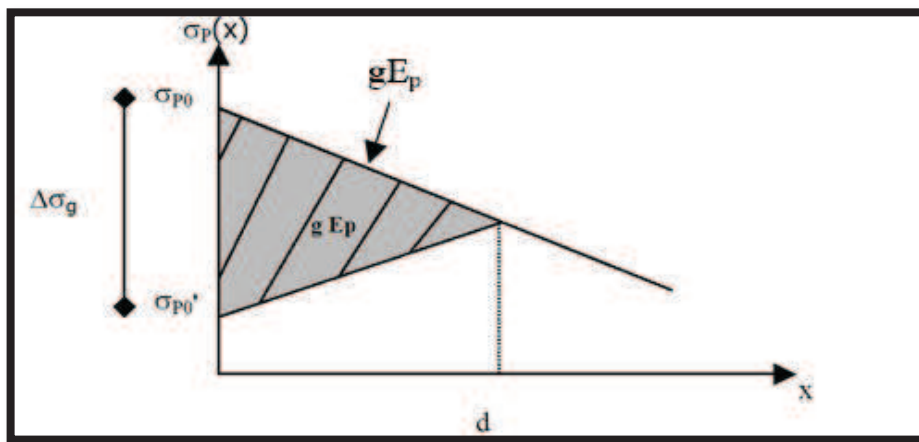


Fig. VIII.8: Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La quantité gE_p représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur d , dans la mesure où l'armature de longueur L est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur L est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha f}{L}$ sur la longueur d , on trouve :

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times K}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Si } x < d \text{ les pertes existent.} \\ \text{Si } x > d \text{ les pertes sont nulles.} \end{cases} \quad K = \alpha \frac{f}{L} + \varphi$$

Avec :

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

σ_{p0}' : contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_r$: la perte de tension.

g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = 0,006 \text{ m}$.

E_p : module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa selon BPEL91.

La perte de tension due au relâchement des câbles est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = 2.d.k$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

| Voussoir | N° câble | L (m) | α (rad) | k | d (m) | $\Delta\sigma_r$ (MPa) |
|----------|----------|-------|----------------|---------|--------|------------------------|
| V1 | C1 | 9 | 0,151 | 0,00636 | 10,979 | 0,1396 |
| | C2 | 9 | 0,358 | 0,01096 | 8,362 | 0,1832 |
| | C3 | 9 | 0,524 | 0,01464 | 7,233 | 0,2118 |
| V2 | C4 | 14 | 0,416 | 0,00894 | 9,256 | 0,1655 |
| | C5 | 14 | 0,557 | 0,01096 | 8,362 | 0,1832 |
| | C6 | 14 | 0,631 | 0,01201 | 7,985 | 0,1919 |
| V3 | C7 | 19 | 0,383 | 0,00703 | 10,438 | 0,1468 |
| | C8 | 19 | 0,467 | 0,00792 | 9,838 | 0,1558 |
| | C9 | 19 | 0,825 | 0,01168 | 8,098 | 0,1892 |
| V4 | C10 | 24 | 0,654 | 0,00845 | 9,522 | 0,1609 |
| | C11 | 24 | 0,839 | 0,00999 | 8,757 | 0,1750 |
| V5 | C12 | 29 | 0,708 | 0,00788 | 9,859 | 0,1554 |
| | C13 | 29 | 0,876 | 0,00904 | 9,205 | 0,1665 |
| V6 | C14 | 34 | 0,313 | 0,00484 | 12,580 | 0,1218 |
| | C15 | 34 | 0,501 | 0,00595 | 11,350 | 0,1350 |
| V7 | C16 | 39 | 0,377 | 0,00493 | 12,462 | 0,1230 |
| | C17 | 39 | 0,3867 | 0,00498 | 12,399 | 0,1236 |
| V8 | C18 | 44 | 0,265 | 0,00420 | 13,499 | 0,1135 |
| | C19 | 44 | 0,637 | 0,00590 | 11,400 | 0,1344 |
| V9 | C20 | 49 | 0,52 | 0,00512 | 12,230 | 0,1253 |
| | C21 | 49 | 0,713 | 0,00591 | 11,385 | 0,1346 |
| V10 | C22 | 54 | 0,599 | 0,00522 | 12,117 | 0,1265 |
| | C23 | 54 | 0,773 | 0,00586 | 11,431 | 0,1340 |
| V11 | C24 | 59 | 0,712 | 0,00541 | 11,896 | 0,1288 |
| V12 | C25 | 64 | 0,84 | 0,00563 | 11,671 | 0,1313 |
| V13 | C26 | 69 | 0,8 | 0,00532 | 12,002 | 0,1277 |
| Σ | | | | | | 3,884 |

Tab.VIII.11: Pertes dues au recul à l'ancrage. (demi-fléau de 69m)

- Les pertes par recul d'ancrage des câbles sont:

$$\Sigma \Delta\sigma_r = 3,884 \text{ MPa.}$$

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

| Voussoir | N° câble | L (m) | α (rad) | k | d (m) | $\Delta\sigma_r$ (MPa) |
|----------|-----------------|-------|----------------|---------|--------|------------------------|
| V1 | C ₁ | 9 | 0,151 | 0,00636 | 10,979 | 0,13956 |
| | C ₂ | 9 | 0,498 | 0,01407 | 7,380 | 0,20762 |
| | C ₃ | 9 | 0,664 | 0,01776 | 6,569 | 0,23326 |
| V2 | C ₄ | 14 | 0,402 | 0,00874 | 9,361 | 0,16368 |
| | C ₅ | 14 | 0,564 | 0,01106 | 8,324 | 0,18408 |
| | C ₆ | 14 | 0,639 | 0,01213 | 7,948 | 0,19279 |
| V3 | C ₇ | 19 | 0,437 | 0,00760 | 10,040 | 0,15261 |
| | C ₈ | 19 | 0,479 | 0,00804 | 9,760 | 0,15699 |
| | C ₉ | 19 | 0,635 | 0,00968 | 8,894 | 0,17227 |
| V4 | C ₁₀ | 24 | 0,49 | 0,00708 | 10,400 | 0,14733 |

| | | | | | | |
|----------|-----------------|----|-------|---------|--------|---------|
| | C ₁₁ | 24 | 0,581 | 0,00784 | 9,884 | 0,15502 |
| | C ₁₂ | 24 | 0,741 | 0,00918 | 9,138 | 0,16768 |
| V5 | C ₁₃ | 29 | 0,58 | 0,00700 | 10,462 | 0,14646 |
| | C ₁₄ | 29 | 0,742 | 0,00812 | 9,715 | 0,15772 |
| V6 | C ₁₅ | 34 | 0,611 | 0,00659 | 10,779 | 0,14215 |
| | C ₁₆ | 34 | 0,778 | 0,00758 | 10,056 | 0,15238 |
| V7 | C ₁₇ | 39 | 0,375 | 0,00492 | 12,475 | 0,12283 |
| | C ₁₈ | 39 | 0,384 | 0,00497 | 12,417 | 0,12340 |
| V8 | C ₁₉ | 44 | 0,102 | 0,00346 | 14,873 | 0,10303 |
| | C ₂₀ | 44 | 0,432 | 0,00496 | 12,424 | 0,12333 |
| V9 | C ₂₁ | 49 | 0,466 | 0,00490 | 12,502 | 0,12257 |
| | C ₂₂ | 49 | 0,478 | 0,00495 | 12,440 | 0,12318 |
| V10 | C ₂₃ | 54 | 0,529 | 0,00496 | 12,429 | 0,12328 |
| | C ₂₄ | 54 | 0,546 | 0,00502 | 12,351 | 0,12406 |
| V11 | C ₂₅ | 59 | 0,591 | 0,00500 | 12,374 | 0,12383 |
| | C ₂₆ | 59 | 0,607 | 0,00506 | 12,308 | 0,12450 |
| V12 | C ₂₇ | 64 | 0,654 | 0,00504 | 12,325 | 0,12432 |
| | C ₂₈ | 64 | 0,672 | 0,00510 | 12,256 | 0,12502 |
| V13 | C ₂₉ | 69 | 0,77 | 0,00523 | 12,101 | 0,12662 |
| V14 | C ₃₀ | 74 | 0,69 | 0,00486 | 12,549 | 0,12210 |
| Σ | | | | | | 4,38 |

Tab.VIII.12: Pertes dues au recul à l'ancrage. (demi-fléau de 74m)

- Les pertes par recul d'ancrage des câbles sont:

$$\Sigma \Delta_{\sigma r} = 4,38 \text{ MPa.}$$

- Pertes par non simultanité de la mise en tension des différents câbles (Ou pertes par raccourcissement instantané du béton) :**

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Les règles de BPEL proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{bn}(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bn}(x)$$

Avec :

E_{ij}: Module de YOUNG instantané de béton jour j.

E_{ij} = 11000 √f_{cj}3 = 35 981,7294 MPa

E_p: Module d'élasticité des aciers de précontrainte.

σ_{bn} : contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse x

$$\sigma_{bn}(x) = n \sigma_b(x) \quad \text{Tel que :} \quad \sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{|M|e}{I}$$

n: nombre de câbles

P : Effort de précontrainte réelle après pertes par frottement et pertes par recule des ancrages. **P = p_i - (Δσ_{p0}(x) + Δσ_{σr})**

M: Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

Les paramètres des calculs ainsi que les valeurs des pertes par non simultanété de la mise en tension des différents câbles sont donné dans les tableaux suivant :

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

| V | P _{FINAL} (t) | S (m ²) | I (m ⁴) | e (m) | M (t.m) | σ _b (t /m ²) | σ _{bn} (t /m ²) | Δσ _{bn} (MPa) |
|-----------------|---------------------------|------------------------|------------------------|----------|-------------|--|---|---------------------------|
| V ₁ | 15218,83 | 17,54 | 160,39 | 3,31 | 73354,75 | 393,41 | 1180,24 | 31,16 |
| V ₂ | 13394,61 | 16,47 | 126,12 | 2,96 | 61859,52 | 291,98 | 875,93 | 23,13 |
| V ₃ | 11606,95 | 15,49 | 99,04 | 2,65 | 51552,47 | 192,94 | 578,81 | 15,28 |
| V ₄ | 9864,91 | 14,61 | 77,84 | 2,35 | 42358,4 | 96,29 | 192,59 | 5,08 |
| V ₅ | 8751,20 | 13,81 | 61,41 | 2,09 | 34208,65 | 91,92 | 183,84 | 4,85 |
| V ₆ | 7531,41 | 13,11 | 48,81 | 1,87 | 27041,09 | 78,06 | 156,12 | 4,12 |
| V ₇ | 6345,79 | 12,51 | 39,26 | 1,67 | 20800,13 | 73,27 | 146,53 | 3,87 |
| V ₈ | 5149,16 | 12,00 | 32,13 | 1,5 | 15436,74 | 69,01 | 138,03 | 3,64 |
| V ₉ | 3940,35 | 11,58 | 26,93 | 1,37 | 10908,39 | 59,96 | 119,92 | 3,17 |
| V ₁₀ | 2744,12 | 11,25 | 23,26 | 1,26 | 7179,13 | 42,33 | 84,65 | 2,23 |
| V ₁₁ | 1661,10 | 11,02 | 20,83 | 1,18 | 4219,53 | 22,74 | 22,74 | 0,60 |
| V ₁₂ | 1060,23 | 10,83 | 19,47 | 1,13 | 2006,7 | 50,97 | 50,97 | 1,35 |
| V ₁₃ | 468,79 | 10,88 | 19 | 1,12 | 524,3 | 43,13 | 43,13 | 1,14 |
| Σ | | | | | | | | 99,63 |

Tab.VIII.13: Résultats des pertes par non simultanété de la mise en tension des différents câbles (demi-fléau de 69m)

- Les pertes par non simultanété de la mise en tension des différents câbles sont:

$\Sigma \Delta \sigma_n = 99,63 \text{ MPa}$

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

| V | P _{FINAL} (t) | S (m ²) | I (m ⁴) | e (m) | M (t.m) | σ _b (t /m ²) | σ _{bn} (t /m ²) | Δσ _{bn} (MPa) |
|-----------------|---------------------------|------------------------|------------------------|----------|-------------|--|---|---------------------------|
| V ₁ | 17557,37 | 17,62 | 163,15 | 3,36 | 84677,9 | 467,47 | 1402,42 | 37,03 |
| V ₂ | 15752,57 | 16,62 | 130,54 | 3,03 | 72282,72 | 377,91 | 1133,74 | 29,93 |
| V ₃ | 13972,61 | 15,69 | 104,3 | 2,8 | 61081,19 | 301,07 | 903,21 | 23,85 |
| V ₄ | 12172,25 | 14,85 | 83,36 | 2,44 | 51002,93 | 196,14 | 392,28 | 10,36 |
| V ₅ | 10455,77 | 14,09 | 66,79 | 2,22 | 41982,99 | 118,14 | 236,29 | 6,24 |
| V ₆ | 9263,29 | 13,4 | 53,79 | 1,97 | 33962,4 | 115,79 | 231,59 | 6,11 |
| V ₇ | 8114,65 | 12,8 | 43,69 | 1,77 | 26887,34 | 126,56 | 253,12 | 6,68 |
| V ₈ | 6351,47 | 12,28 | 35,94 | 1,59 | 20710,01 | 47,78 | 95,56 | 2,52 |
| V ₉ | 5136,61 | 11,84 | 30,08 | 1,4 | 15388,09 | 52,33 | 104,67 | 2,76 |
| V ₁₀ | 3940,56 | 11,47 | 25,74 | 1,33 | 10884,94 | 51,93 | 103,85 | 2,74 |
| V ₁₁ | 2745,45 | 11,19 | 22,64 | 1,25 | 7169,53 | 38,98 | 38,98 | 1,03 |
| V ₁₂ | 1550,49 | 10,99 | 20,57 | 1,18 | 4216,5 | 4,16 | 4,16 | 0,11 |
| V ₁₃ | 1059,83 | 10,87 | 19,39 | 1,14 | 2006,1 | 50,59 | 50,59 | 1,34 |
| V ₁₄ | 470,63 | 10,83 | 19 | 1,12 | 524,26 | 43,62 | 43,62 | 1,15 |
| Σ | | | | | | | | 131,85 |

Tab.VIII.14: Résultats des pertes par non simultanété de la mise en tension des différents câbles. (demi-fléau de 74m)

- Les pertes par non simultanée de la mise en tension des différents câbles sont:

$$\Sigma \Delta \sigma_n = 131,85 \text{ MPa}$$

➤ **Perte instantanée totale :**

$$\Delta \sigma_{inst} = \Delta \sigma_f + \Delta \sigma_g + \Delta \sigma_n$$

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

$$\Delta \sigma_{inst} = 7351,302 + 3,884 + 99,33 = 7454,516 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{inst} = 7454,516 \text{ MPa}$$

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

$$\Delta \sigma_{inst} = 8617,445 + 4,38 + 131,85 = 8753,675 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{inst} = 8753,675 \text{ MPa}$$

1.6.2. les pertes différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

Les pertes différées existent en trois sortes :

- ✓ **Pertes par retrait du béton.**
- ✓ **Pertes par fluage.**
- ✓ **Pertes par relaxation des aciers.**

- **Pertes de tension due au retrait :**

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les armatures de précontrainte. La valeur de retrait en fonction du temps peut être exprimée par: $\epsilon_r(t) = \epsilon_r \cdot r(t)$

ϵ_r : Retrait final du béton qui diffère selon le climat, dans notre cas :

$$\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-4} \text{ en climat humide selon BPEL 91.}$$

$r(t)$: la loi d'évolution du retrait en fonction du temps. $r(t) = \frac{t}{t + 9 r_m}$, t en jours

r_m : rayon moyen.

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{perimètre ext}}$$

Selon le règlement **BPEL**, La valeur de la perte de précontrainte dues au retrait vaut :

$$\Delta \sigma_r(t) = E_p \epsilon_r$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_r = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4} = 38 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_r = 38 \text{ MPa}$$

• perte de tension due au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le **BPEL** la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta \sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_b + \sigma_m)$$

Avec :

σ_m : Contrainte normale maximale du béton au niveau du câble moyen, elle est

σ_b : Contrainte normale finale du béton au niveau de câble moyen, elle est en fonction des charges permanentes et de la précontrainte.

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{|M|e}{I}$$

A titre de simplification si $\sigma_m \leq 1.5 \sigma_b$ le **BPEL** permet l'utilisation de la formule suivante :

$$\Delta \sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans les tableaux suivants :

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

| V | P _{FINAL} (t) | S (m ²) | I (m ⁴) | e (m) | M (t.m) | σ_b (t /m ²) | $\Delta \sigma_{fl}$ (MPa) |
|-----------------|---------------------------|------------------------|------------------------|----------|-------------|------------------------------------|-------------------------------|
| VSP | 15326,25 | 52,12 | 369,398 | 3,63 | 83518,27 | 20,05 | 2,65 |
| V ₁ | 15210,6 | 17,54 | 160,39 | 3,31 | 73354,75 | 392,38 | 51,80 |
| V ₂ | 13388,5 | 16,47 | 126,12 | 2,96 | 61859,52 | 291,18 | 38,44 |
| V ₃ | 11602,91 | 15,49 | 99,04 | 2,65 | 51552,47 | 192,39 | 25,40 |
| V ₄ | 9863,57 | 14,61 | 77,84 | 2,35 | 42358,4 | 96,11 | 12,69 |
| V ₅ | 8749,92 | 13,81 | 61,41 | 2,09 | 34208,65 | 91,73 | 12,11 |
| V ₆ | 7530,32 | 13,11 | 48,81 | 1,87 | 27041,09 | 77,90 | 10,28 |
| V ₇ | 6344,77 | 12,51 | 39,26 | 1,67 | 20800,13 | 73,11 | 9,65 |
| V ₈ | 5148,2 | 12,00 | 32,13 | 1,5 | 15436,74 | 68,87 | 9,09 |
| V ₉ | 3939,51 | 11,58 | 26,93 | 1,37 | 10908,39 | 59,83 | 7,90 |
| V ₁₀ | 2743,53 | 11,25 | 23,26 | 1,26 | 7179,13 | 42,23 | 5,58 |
| V ₁₁ | 1660,94 | 11,02 | 20,83 | 1,18 | 4219,53 | 22,72 | 3,00 |
| V ₁₂ | 1059,87 | 10,83 | 19,47 | 1,13 | 2006,7 | 50,91 | 6,72 |
| V ₁₃ | 468,49 | 10,88 | 19 | 1,12 | 524,3 | 43,08 | 5,69 |
| Σ | | | | | | | 200,99 |

Tab.VIII.15: Résultats des pertes de tension par fluage. (demi-fléau de 69m)

- Les pertes de tension dues au fluage sont:

$$\Sigma \Delta \sigma_{fl} = 200,99 \text{ Mpa}$$

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

| V | P _{FINAL} (t) | S (m ²) | I (m ⁴) | e (m) | M (t.m) | σ_b (t /m ²) | $\Delta \sigma_{fl}$ (MPa) |
|----------------|---------------------------|------------------------|------------------------|----------|-------------|------------------------------------|----------------------------|
| VSP | 17684,14 | 52,12 | 369,39 | 3,63 | 95488,5 | 31,76 | 4,2 |
| V ₁ | 17547,59 | 17,62 | 163,15 | 3,36 | 84677,9 | 466,24 | 61,5 |
| V ₂ | 15744,67 | 16,62 | 130,54 | 3,03 | 72282,72 | 376,88 | 49,8 |

| | | | | | | | |
|-----------------|----------|-------|-------|------|----------|--------|--------------|
| V ₃ | 13966,31 | 15,69 | 104,3 | 2,8 | 61081,19 | 300,19 | 39,6 |
| V ₄ | 12169,51 | 14,85 | 83,36 | 2,44 | 51002,93 | 195,76 | 25,8 |
| V ₅ | 10454,12 | 14,09 | 66,79 | 2,22 | 41982,99 | 117,91 | 15,6 |
| V ₆ | 9261,68 | 13,4 | 53,79 | 1,97 | 33962,4 | 115,56 | 15,3 |
| V ₇ | 8112,89 | 12,8 | 43,69 | 1,77 | 26887,34 | 126,30 | 16,7 |
| V ₈ | 6350,80 | 12,28 | 35,94 | 1,59 | 20710,01 | 47,68 | 6,3 |
| V ₉ | 5135,88 | 11,84 | 30,08 | 1,4 | 15388,09 | 52,22 | 6,9 |
| V ₁₀ | 3939,84 | 11,47 | 25,74 | 1,33 | 10884,94 | 51,81 | 6,8 |
| V ₁₁ | 2745,18 | 11,19 | 22,64 | 1,25 | 7169,53 | 38,94 | 5,1 |
| V ₁₂ | 1550,46 | 10,99 | 20,57 | 1,18 | 4216,5 | 4,15 | 0,5 |
| V ₁₃ | 1059,48 | 10,87 | 19,39 | 1,14 | 2006,1 | 50,53 | 6,7 |
| V ₁₄ | 470,33 | 10,83 | 19 | 1,12 | 524,26 | 43,58 | 5,8 |
| Σ | | | | | | | 266,6 |

*Tab. VIII.
16:
Résultat
s des
pertes
de
tension*

par fluage. (demi-fléau de 74m)

- Les pertes de tension dues au fluage sont:

$$\Sigma \Delta \sigma_{fl} = 266,6 \text{ MPa}$$

- Perte de tension due à la relaxation des armatures :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en BP que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement, on distingue (RN - BR - TBR). Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers et l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, font choisir en général les aciers **TBR** (très basse relaxation).

Ces aciers sont caractérisés par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{1000} = 2, 5\% \text{ (relaxation à 1000h).} \\ \mu_0 : \text{coefficient pris égal à } \mathbf{0,43} \end{array} \right.$$

La perte de tension finale à la relaxation est donnée par la formule suivante (**BPEL 91**):

$$\Delta \sigma_{relax} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi(x)}$$

Avec :

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x x (après pertes instantanées)

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{inst}$$

$$\Delta \sigma_{inst} : \text{Perte instantanée totale} \Rightarrow \Delta \sigma_{inst}(x) = \Delta \sigma_f(x) + \Delta \sigma_r(x) + \Delta \sigma_n(x)$$

μ_0 : coefficient pris égal à **0,43** pour les aciers **TBR**.

σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = \mathbf{1488 \text{ MPa}}$.

ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

f_{prg} : contrainte limite de rupture garantie = **1860 MP**.

Les valeurs de la perte de précontrainte par relaxation pour chaque câble sont données dans les tableaux suivants :

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

| Voussoir | N° câble | X (m) | $\Delta\sigma_{inst}$ (MPa) | $\sigma_{p_i}(x)$ (MPa) | $\Delta\sigma_{relax}$ (MPa) |
|----------|----------|-------|-----------------------------|-------------------------|------------------------------|
| V1 | C1 | 9 | 115,480 | 1393,992 | 63,39 |
| | C2 | 9 | 171,913 | 1337,409 | 54,80 |
| | C3 | 9 | 214,982 | 1294,230 | 48,58 |
| V2 | C4 | 14 | 200,076 | 1304,142 | 50,70 |
| | C5 | 14 | 235,713 | 1268,404 | 45,70 |
| | C6 | 14 | 255,012 | 1249,055 | 43,07 |
| V3 | C7 | 19 | 202,857 | 1296,216 | 50,30 |
| | C8 | 19 | 225,126 | 1273,887 | 47,16 |
| | C9 | 19 | 312,699 | 1186,064 | 35,59 |
| V4 | C10 | 24 | 282,501 | 1210,991 | 39,44 |
| | C11 | 24 | 325,545 | 1167,827 | 34,00 |
| V5 | C12 | 29 | 311,105 | 1181,576 | 35,79 |
| | C13 | 29 | 351,177 | 1141,385 | 30,90 |
| V6 | C14 | 34 | 233,332 | 1259,172 | 46,02 |
| | C15 | 34 | 279,315 | 1213,039 | 39,86 |
| V7 | C16 | 39 | 267,163 | 1225,038 | 41,45 |
| | C17 | 39 | 270,134 | 1222,057 | 41,06 |
| V8 | C18 | 44 | 258,144 | 1234,010 | 42,65 |
| | C19 | 44 | 345,664 | 1146,199 | 31,56 |
| V9 | C20 | 49 | 336,435 | 1155,230 | 32,67 |
| | C21 | 49 | 379,455 | 1112,070 | 27,60 |
| V10 | C22 | 54 | 370,857 | 1119,901 | 28,59 |
| | C23 | 54 | 407,944 | 1082,693 | 24,41 |
| V11 | C24 | 59 | 408,149 | 1080,624 | 24,39 |
| V12 | C25 | 64 | 453,551 | 1036,696 | 19,58 |
| V13 | C26 | 69 | 460,368 | 1029,435 | 18,88 |
| Σ | | | | | 998,14 |

Tab.VIII.17: Résultats des pertes de tension par relaxation des armatures. (demi-fléau de 69m)

- Les pertes de tension par relaxation des aciers sont :

$$\Sigma\Delta\sigma_{relax} = 998,14 \text{ MPa}$$

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

| Voussoir | N° câble | X (m) | $\Delta\sigma_{inst}$ (MPa) | σ_{p_i} (MPa) | $\Delta\sigma_{relax}$ (MPa) |
|----------|----------------|-------|-----------------------------|----------------------|------------------------------|
| V1 | C ₁ | 9 | 120,935 | 1392,614 | 62,54 |
| | C ₂ | 9 | 214,972 | 1298,327 | 48,58 |
| | C ₃ | 9 | 257,699 | 1255,489 | 42,71 |
| V2 | C ₄ | 14 | 202,740 | 1306,071 | 50,32 |
| | C ₅ | 14 | 244,623 | 1264,077 | 44,48 |
| | C ₆ | 14 | 263,549 | 1245,092 | 41,93 |
| V3 | C ₇ | 19 | 225,417 | 1279,347 | 47,12 |
| | C ₈ | 19 | 236,165 | 1268,569 | 45,63 |

| | | | | | |
|-----|-----------------|----|---------|----------|---------|
| | C ₉ | 19 | 275,292 | 1229,321 | 40,38 |
| V4 | C ₁₀ | 24 | 249,904 | 1249,403 | 43,76 |
| | C ₁₁ | 24 | 272,493 | 1226,754 | 40,75 |
| | C ₁₂ | 24 | 311,209 | 1187,919 | 35,78 |
| V5 | C ₁₃ | 29 | 283,824 | 1210,835 | 39,27 |
| | C ₁₄ | 29 | 322,449 | 1172,101 | 34,38 |
| V6 | C ₁₅ | 34 | 309,209 | 1185,362 | 36,03 |
| | C ₁₆ | 34 | 348,160 | 1146,291 | 31,26 |
| V7 | C ₁₇ | 39 | 270,916 | 1224,121 | 40,96 |
| | C ₁₈ | 39 | 273,115 | 1221,911 | 40,67 |
| V8 | C ₁₉ | 44 | 215,150 | 1275,801 | 48,56 |
| | C ₂₀ | 44 | 296,513 | 1194,177 | 37,64 |
| V9 | C ₂₁ | 49 | 323,005 | 1168,136 | 34,31 |
| | C ₂₂ | 49 | 325,800 | 1165,331 | 33,97 |
| V10 | C ₂₃ | 54 | 354,983 | 1136,192 | 30,45 |
| | C ₂₄ | 54 | 358,828 | 1132,327 | 29,99 |
| V11 | C ₂₅ | 59 | 384,843 | 1105,679 | 26,99 |
| | C ₂₆ | 59 | 388,372 | 1102,141 | 26,59 |
| V12 | C ₂₇ | 64 | 412,345 | 1076,361 | 23,93 |
| | C ₂₈ | 64 | 416,198 | 1072,489 | 23,51 |
| V13 | C ₂₉ | 69 | 455,032 | 1035,177 | 19,42 |
| V14 | C ₃₀ | 74 | 453,440 | 1036,403 | 19,59 |
| Σ | | | | | 1121,49 |

Tab.VIII.18: Résultats des pertes de tension par relaxation des armatures. (demi-fléau de 74m)

- Les pertes de tension par relaxation des aciers sont :

$$\Sigma \Delta \sigma_{\text{relax}} = 1121,49 \text{ MPa.}$$

- Perte différée totale :**

La perte finale différée est prise égale à :

$$\text{D'après le BPEL : } \Delta \sigma_{\text{diff}} = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{\text{fi}} + \frac{5}{6} \Delta \sigma_{\text{relax}}$$

Le coefficient **5/6** tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = 38 + 200,99 + \frac{5}{6} 998,14$$

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = 1564,77 \text{ MPa}$$

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = 38 + 266,6 + \frac{5}{6} 1121,49$$

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = 1771,18 \text{ MPa}$$

1.6.3. Calcul des pertes totales:

Les pertes totales sont :

$$\Delta \sigma_{\text{totale}} = \Delta \sigma_{\text{inst}} + \Delta \sigma_{\text{diff}}$$

Cas 1 : le demi-fléau de 69 m

$$\Delta\sigma_{\text{totale}} = 7454,516 + 1564,77 = 9019,286 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{totale}} = 9019,286 \text{ MPa}$$

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$100 \times \frac{9019,286 \times 2}{1488 \times 52} = 23,31\% < 25\% \Rightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Donc, on maintient le nombre de câbles précédemment à savoir **52** câbles de **19T15**.

Cas 2 : le demi-fléau de 74 m

$$\Delta\sigma_{\text{totale}} = 8753,675 + 1771,18 = 10524,86 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{totale}} = 10524,86 \text{ MPa}$$

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$100 \times \frac{10524,86 \times 2}{1488 \times 60} = 23,56\% < 25\% \Rightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Donc, on maintient le nombre de câbles précédemment à savoir **60** câbles de **19T15**.

1.7. Vérification des contraintes en phase de construction :

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester dans le domaine des contraintes admissibles dans chaque section.

La vérification doit se faire en phase de construction et en phase de service.

En phase de construction, on est amené à vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{M}{I} \cdot V \geq \sigma_{\text{bt}} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} + \frac{M}{I} \cdot V' \leq \sigma_{\text{bc}} \end{array} \right.$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application des charges.

v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

v' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa, (Car on est en classe I)}$$

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{inf} \leq 21 \text{ MPa}$; $\sigma_{sup} \geq 0 \text{ MPa}$

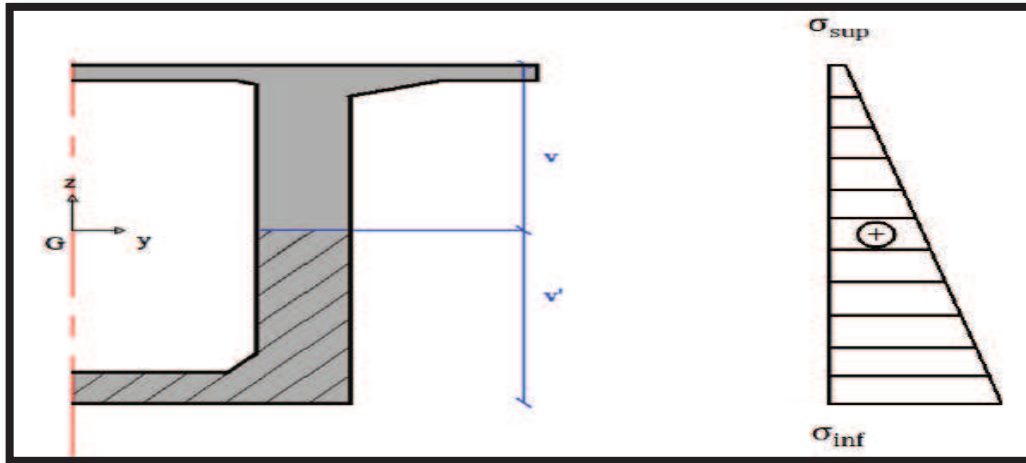


Figure VIII.9: Diagramme des contraintes.

Les différents contraintes sont donnés dans les tableaux suivant :

1.7.1. Cas 1 : Le demi-fléau de 69 m

| Vousoir | S (m ²) | I (m ⁴) | v (m) | v' (m) | e (m) | P | M | σ_{sup} (MPa) | σ_{inf} (MPa) | OBS |
|--------------------|---------------------|---------------------|-------|--------|-------|--------|--------|----------------------|----------------------|----------|
| 1/2V _{SP} | 52,123 | 369,39 | 3,83 | 5,17 | 3,63 | 150,35 | 819,31 | 0,048 | 6,713 | Vérifiée |
| V ₁ | 17,54 | 160,39 | 3,51 | 4,7 | 3,31 | 150,35 | 719,61 | 3,715 | 15,076 | Vérifiée |
| V ₂ | 16,47 | 126,12 | 3,16 | 4,34 | 2,96 | 133,00 | 606,84 | 2,735 | 15,410 | Vérifiée |
| V ₃ | 15,49 | 99,04 | 2,85 | 4,01 | 2,65 | 115,65 | 505,73 | 1,733 | 15,534 | Vérifiée |
| V ₄ | 14,61 | 77,84 | 2,55 | 3,71 | 2,35 | 98,306 | 415,53 | 0,684 | 15,523 | Vérifiée |
| V ₅ | 13,81 | 61,41 | 2,29 | 3,44 | 2,09 | 86,741 | 335,58 | 0,527 | 14,924 | Vérifiée |
| V ₆ | 13,11 | 48,81 | 2,07 | 3,2 | 1,87 | 75,175 | 265,27 | 0,446 | 13,909 | Vérifiée |
| V ₇ | 12,51 | 39,26 | 1,87 | 3 | 1,67 | 63,61 | 204,04 | 0,425 | 12,560 | Vérifiée |
| V ₈ | 12 | 32,13 | 1,7 | 2,82 | 1,5 | 52,044 | 151,43 | 0,455 | 10,776 | Vérifiée |
| V ₉ | 11,58 | 26,93 | 1,57 | 2,68 | 1,37 | 40,479 | 107,01 | 0,490 | 8,626 | Vérifiée |
| V ₁₀ | 11,25 | 23,26 | 1,46 | 2,57 | 1,26 | 28,914 | 70,427 | 0,436 | 6,326 | Vérifiée |
| V ₁₁ | 11,02 | 20,83 | 1,38 | 2,49 | 1,18 | 17,348 | 41,394 | 0,188 | 4,075 | Vérifiée |
| V ₁₂ | 10,83 | 19,47 | 1,33 | 2,45 | 1,13 | 11,565 | 19,686 | 0,616 | 1,901 | Vérifiée |
| V ₁₃ | 10,88 | 19 | 1,32 | 2,43 | 1,12 | 5,783 | 5,143 | 0,624 | 0,361 | Vérifiée |

Tab.VIII.19 : Vérification des contraintes en cour de construction pour le demi-fléau de 69 m.

1.7.2. Cas 1 : Le demi-fléau de 74 m

| Vousoir | S (m ²) | I (m ⁴) | v (m) | v' (m) | e (m) | P | M | σ_{sup} (MPa) | σ_{inf} (MPa) | OBS |
|---------------------|---------------------|---------------------|-------|--------|-------|--------|--------|----------------------|----------------------|----------|
| 1/2 V _{SP} | 52,123 | 369,398 | 3,83 | 5,17 | 3,63 | 173,48 | 936,74 | 0,145 | 7,625 | Vérifiée |
| V ₁ | 17,62 | 163,15 | 3,56 | 4,71 | 3,36 | 173,48 | 830,69 | 4,439 | 16,999 | Vérifiée |
| V ₂ | 16,62 | 130,54 | 3,23 | 4,37 | 3,03 | 156,13 | 709,09 | 3,555 | 17,295 | Vérifiée |

| | | | | | | | | | | |
|-----------------|-------|-------|------|------|------|--------|--------|-------|--------|----------|
| V ₃ | 15,69 | 104,3 | 3 | 4 | 2,8 | 138,78 | 599,20 | 2,788 | 16,922 | Vérifiée |
| V ₄ | 14,85 | 83,36 | 2,64 | 3,78 | 2,44 | 121,43 | 500,33 | 1,716 | 17,430 | Vérifiée |
| V ₅ | 14,09 | 66,79 | 2,42 | 3,5 | 2,22 | 104,08 | 411,85 | 0,837 | 16,861 | Vérifiée |
| V ₆ | 13,4 | 53,79 | 2,17 | 3,29 | 1,97 | 92,523 | 333,17 | 0,817 | 16,134 | Vérifiée |
| V ₇ | 12,8 | 43,69 | 1,97 | 3,09 | 1,77 | 80,958 | 263,76 | 0,893 | 14,845 | Vérifiée |
| V ₈ | 12,28 | 35,94 | 1,79 | 2,92 | 1,59 | 63,61 | 203,16 | 0,099 | 13,469 | Vérifiée |
| V ₉ | 11,84 | 30,08 | 1,6 | 2,82 | 1,4 | 52,044 | 150,95 | 0,242 | 11,717 | Vérifiée |
| V ₁₀ | 11,47 | 25,74 | 1,53 | 2,65 | 1,33 | 40,479 | 106,78 | 0,382 | 8,980 | Vérifiée |
| V ₁₁ | 11,19 | 22,64 | 1,45 | 2,55 | 1,25 | 28,914 | 70,333 | 0,394 | 6,435 | Vérifiée |
| V ₁₂ | 10,99 | 20,57 | 1,38 | 2,48 | 1,18 | 17,348 | 41,364 | 0,177 | 4,098 | Vérifiée |
| V ₁₃ | 10,87 | 19,39 | 1,34 | 2,44 | 1,14 | 11,565 | 19,68 | 0,615 | 1,881 | Vérifiée |
| V ₁₄ | 10,83 | 19 | 1,32 | 2,43 | 1,12 | 5,783 | 5,143 | 0,627 | 0,363 | Vérifiée |

Tab. VIII.20 : Vérification des contraintes en cour de construction pour le demi-fléau de 74 m.

2. ETUDE DE LA PRECONTRAITE DE CONTINUITÉ :

2.1. Les câbles de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux. Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets et hourdis inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

2.2. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable donnée par le logiciel **Robot Structural** après l'analyse de la structure :

$$1, G + 1, D_{240}$$

Avec :

G : Poids propres du tablier.

D₂₄₀ : Charge exploitation roulantes.

Remarque :

Pour la détermination du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau.

2.2.1. Câblage de la travée de rive :

| Voussoir | x (m) | M (t.m) | S (m ²) | I (m ⁴) | V' (m) | e' (m) | P (t) | N câbles | N _{réel} | P _{réelle} (t) |
|-----------------|-------|----------|---------------------|---------------------|--------|--------|---------|----------|-------------------|-------------------------|
| V ₈ | 44 | 2050,84 | 12 | 32,13 | 2,82 | 2,67 | 566,61 | 1,92 | 2 | 589,471 |
| V ₉ | 49 | 7244,79 | 11,58 | 26,93 | 2,68 | 2,53 | 2132,23 | 7,23 | 8 | 2357,885 |
| V ₁₀ | 54 | 11480,83 | 11,25 | 23,26 | 2,57 | 2,42 | 3560,50 | 12,08 | 14 | 4126,298 |
| V ₁₁ | 59 | 14764,14 | 11,02 | 20,83 | 2,49 | 2,34 | 4763,98 | 16,16 | 18 | 5305,241 |
| V ₁₂ | 64 | 17138,24 | 10,88 | 19,47 | 2,45 | 2,3 | 5655,41 | 19,19 | 20 | 5894,712 |
| V ₁₃ | 69 | 18306,36 | 10,83 | 19 | 2,43 | 2,28 | 6098,12 | 20,69 | 22 | 6484,183 |
| V _C | 71 | 19042,77 | 10,83 | 19 | 2,43 | 2,28 | 6343,43 | 21,52 | 22 | 6484,183 |

Tab. VIII.21: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

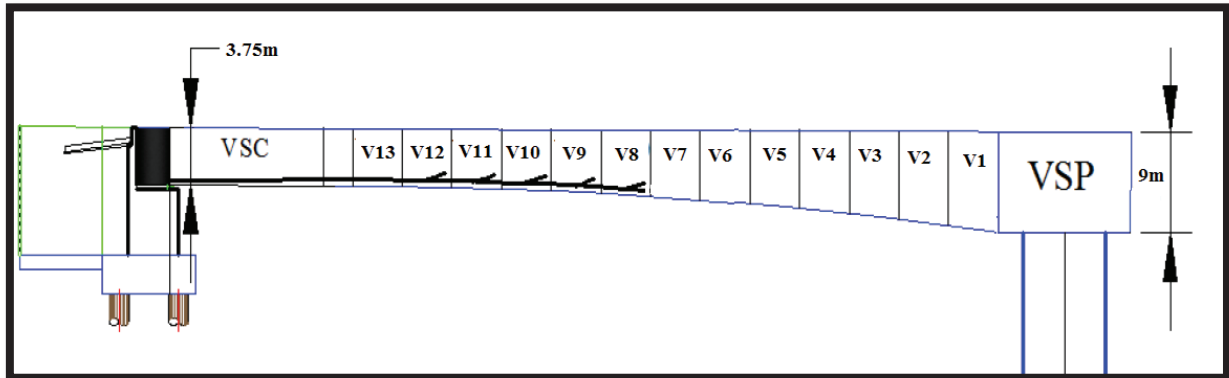


Figure VIII.10: Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)

2.2.2. Câblage de la travée intermédiaire :

Le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

| Voussoir | x (m) | M (t.m) | S (m ²) | I (m ⁴) | V' (m) | e' (m) | P (t) | N câbles | N _{réel} | P _{réelle} |
|-----------------|-------|----------|---------------------|---------------------|--------|--------|---------|----------|-------------------|---------------------|
| V ₉ | 49 | 4659,58 | 11,84 | 30,08 | 2,82 | 2,67 | 1304,88 | 4,43 | 6 | 1768,41 |
| V ₁₀ | 54 | 10390,09 | 11,47 | 25,74 | 2,65 | 2,5 | 3104,45 | 10,53 | 12 | 3536,83 |
| V ₁₁ | 59 | 15082,22 | 11,19 | 22,64 | 2,55 | 2,4 | 4722,90 | 16,02 | 18 | 5305,24 |
| V ₁₂ | 64 | 18396,58 | 10,99 | 20,57 | 2,48 | 2,33 | 5963,78 | 20,23 | 22 | 6484,18 |
| V ₁₃ | 69 | 20259,02 | 10,87 | 19,39 | 2,42 | 2,27 | 6737,04 | 22,86 | 24 | 7073,65 |
| V ₁₄ | 74 | 20678,66 | 10,83 | 19 | 2,43 | 2,28 | 6888,36 | 23,37 | 24 | 7073,65 |
| V _C | 76 | 20678,66 | 10,83 | 19 | 2,43 | 2,28 | 6888,36 | 23,37 | 24 | 7073,65 |
| V ₁₄ | 81 | 20443,18 | 10,83 | 19 | 2,43 | 2,28 | 6809,92 | 23,11 | 24 | 7073,65 |
| V ₁₃ | 86 | 19067,19 | 10,87 | 19,39 | 2,42 | 2,27 | 6340,70 | 21,51 | 22 | 6484,18 |
| V ₁₂ | 91 | 16697,85 | 10,99 | 20,57 | 2,48 | 2,33 | 5413,09 | 18,37 | 20 | 5894,71 |
| V ₁₁ | 96 | 13334,7 | 11,19 | 22,64 | 2,55 | 2,4 | 4175,67 | 14,17 | 16 | 4715,77 |
| V ₁₀ | 101 | 8965,89 | 11,47 | 25,74 | 2,65 | 2,5 | 2678,92 | 9,09 | 10 | 2947,36 |
| V ₉ | 106 | 3580,97 | 11,84 | 30,08 | 2,82 | 2,67 | 1002,82 | 3,40 | 4 | 1178,94 |

Tab. VIII.22: Tableau donnant le nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée intermédiaire).

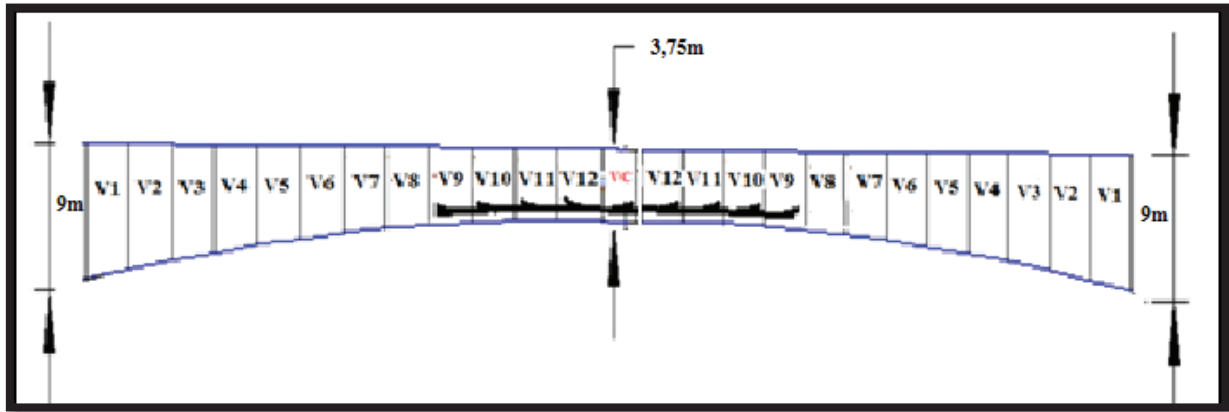


Figure VII.11 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée intermédiaire)

2.3. Les pertes de précontrainte :

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte de fléau. Les deux tableaux ci-dessous, donnent les résultats des pertes instantanées, différées et totales :

2.3.1. Travée de rive

| Voussoir | X (m) | Pertes instantanées (MPa) | Pertes différées (MPa) | Pertes totales (MPa) |
|-----------------|-------|---------------------------|------------------------|----------------------|
| V ₈ | 44 | 439,47 | 68,69 | 508,16 |
| V ₉ | 49 | 1090,13 | 215,076 | 1305,206 |
| V ₁₀ | 54 | 1182,65 | 232,53 | 1415,18 |
| V ₁₁ | 59 | 762,04 | 106,81 | 868,85 |
| V ₁₂ | 64 | 429,22 | 64,08 | 493,3 |
| V ₁₃ | 69 | 416,11 | 56,22 | 472,33 |
| Σ | | | | 5063,026 |

Tab.VII.23 : Les pertes de précontrainte dans la travée de rive.

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$100 \times \frac{5063,026}{1488 \times 22} = 15,47 \% < 25 \% \Rightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

Donc, on maintient le nombre de câbles précédemment à savoir **22** câbles de **19T15**

2.3.2. Travée intermédiaire

| Voussoir | X (m) | Pertes instantanées (MPa) | Pertes différées (MPa) | Pertes totales (MPa) |
|-----------------|-------|---------------------------|------------------------|----------------------|
| V ₉ | 49 | 548,92 | 75,48 | 624,4 |
| V ₁₀ | 54 | 552,36 | 73,09 | 625,45 |
| V ₁₁ | 59 | 497,36 | 62,46 | 559,82 |
| V ₁₂ | 64 | 267,5 | 56,25 | 323,75 |

| | | | | |
|-----------------|-----|--------|-------|----------------|
| V ₁₃ | 69 | 236,14 | 99,14 | 335,28 |
| V ₁₄ | 74 | 234,65 | 98,15 | 332,8 |
| V _C | 76 | 232,98 | 95,05 | 328,03 |
| V ₁₄ | 81 | 231,61 | 93,92 | 325,53 |
| V ₁₃ | 86 | 249,06 | 85,80 | 334,86 |
| V ₁₂ | 91 | 252,42 | 54,05 | 306,47 |
| V ₁₁ | 96 | 491,87 | 69,12 | 560,99 |
| V ₁₀ | 101 | 574,21 | 76,85 | 651,06 |
| V ₉ | 106 | 467,85 | 65,49 | 533,34 |
| Σ | | | | 5841,78 |

Tab.VIII.24: Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.

On a un pourcentage de perte totale égal à :

$$100 \times \frac{5841,78}{1488 \times 22} = 16,36 \% < 25 \% \Rightarrow \text{L'estimation des pertes est vérifiée.}$$

2.4. Vérification des contraintes en phase de service :

La vérification des contraintes dans le béton se fera à l'état limite de service sous la combinaison la plus défavorable.

On distinguera deux cas de vérifications :

- **1er Cas** : où l'ouvrage ne subit aucunes surcharges sauf les charges permanentes (poids propre et surcharges de la superstructure) c'est-à-dire la **vérification à vide**.
- **2ème Cas** : où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par les surcharges d'exploitations, c'est-à-dire la **vérification en service**.

Donc, on est amené à vérifier :

$$\text{A l'ELS : } \left\{ \begin{array}{l} \text{A vide : G + CCP} \\ \text{En charge : G+D}_{240} \end{array} \right.$$

➤ **A vide (Sous Mmin) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e' \cdot V}{I} - \frac{M_{\text{min}}}{I} \cdot V \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e' \cdot V'}{I} + \frac{M_{\text{min}}}{I} \cdot V' \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} \end{array} \right.$$

➤ **En charge (sous Mmax) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e' \cdot V}{I} - \frac{M_{\text{max}}}{I} \cdot V \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e' \cdot V'}{I} + \frac{M_{\text{max}}}{I} \cdot V' \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} \end{array} \right.$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

e' : excentricité.

I : le moment d'inertie de la section.

M_{max}: le moment maximum agissant sur la section, sous la combinaison G + D₂₄₀,

M_{min} : le moment minimum agissant sur la section, sous la combinaison G + CCP.

V: Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

V' : Distance du centre gravité à la fibre inférieure.

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

2.4.1. Travée de rive :

• **Vérification A vide :**

| Voussoir e | x (m) | M _{min} (t.m) | P (t) | S (m ²) | I (m ⁴) | V' (m) | V (m) | e' (m) | σ_{sup} (MPa) | σ_{inf} (MPa) | Obs |
|-----------------|-------|------------------------|----------|---------------------|---------------------|--------|-------|--------|----------------------|----------------------|----------|
| V8 | 44 | 1518,5 | 589,471 | 12 | 32,13 | 2,82 | 1,7 | 2,67 | 0,521 | 0,443 | Vérifiée |
| V9 | 49 | 5366,23 | 2357,885 | 11,58 | 26,93 | 2,68 | 1,57 | 2,53 | 2,386 | 1,440 | Vérifiée |
| V ₁₀ | 54 | 8504,06 | 4126,298 | 11,25 | 23,26 | 2,57 | 1,46 | 2,42 | 4,598 | 2,031 | Vérifiée |
| V ₁₁ | 59 | 10936,92 | 5305,241 | 11,02 | 20,83 | 2,49 | 1,38 | 2,34 | 5,793 | 3,048 | Vérifiée |
| V ₁₂ | 64 | 12694,79 | 5894,712 | 10,88 | 19,47 | 2,45 | 1,33 | 2,3 | 6,007 | 4,332 | Vérifiée |
| V ₁₃ | 69 | 13765,67 | 6484,183 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,28 | 6,695 | 4,685 | Vérifiée |
| V _C | 71 | 13988,61 | 6484,183 | 10,83 | 19 | 2,82 | 1,32 | 2,28 | 6,540 | 4,807 | Vérifiée |

Tab.VII.25 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{max} : (G + CCP).

• **Vérification en charge :**

| Voussoir e | x (m) | M _{max} (t.m) | P (t) | S (m ²) | I (m ⁴) | V' (m) | V (m) | e' (m) | σ_{sup} (MPa) | σ_{inf} (MPa) | Obs |
|-----------------|-------|------------------------|----------|---------------------|---------------------|--------|-------|--------|----------------------|----------------------|----------|
| V8 | 44 | 1518,81 | 589,471 | 12 | 32,13 | 2,82 | 1,7 | 2,67 | 0,520 | 0,443 | Vérifiée |
| V9 | 49 | 5366,51 | 2357,885 | 11,58 | 26,93 | 2,68 | 1,57 | 2,53 | 2,385 | 1,440 | Vérifiée |
| V ₁₀ | 54 | 8504,31 | 4126,298 | 11,25 | 23,26 | 2,57 | 1,46 | 2,42 | 4,598 | 2,031 | Vérifiée |
| V ₁₁ | 59 | 10937,14 | 5305,241 | 11,02 | 20,83 | 2,49 | 1,38 | 2,34 | 5,793 | 3,048 | Vérifiée |
| V ₁₂ | 64 | 12695 | 5894,712 | 10,88 | 19,47 | 2,45 | 1,33 | 2,3 | 6,007 | 4,332 | Vérifiée |
| V ₁₃ | 69 | 13560,26 | 6484,183 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,28 | 6,837 | 4,422 | Vérifiée |
| V _C | 71 | 14101,92 | 6484,183 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,28 | 6,461 | 5,115 | Vérifiée |

Tab.VII.26 : Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{max} : (G + D₂₄₀).

2.4.2. Travée centrale :

• **Vérification A vide :**

| Vousoire | x (m) | M _{min} (t.m) | P (t) | S (m ²) | I (m ⁴) | V' (m) | V (m) | e' (m) | σ _{sup} (MPa) | σ _{inf} (MPa) | Obs |
|-----------------|-------|------------------------|---------|---------------------|---------------------|--------|-------|--------|------------------------|------------------------|----------|
| V ₉ | 49 | 2973,51 | 1768,41 | 11,84 | 30,08 | 2,82 | 1,6 | 2,67 | 2,423 | 0,145 | Vérifiée |
| V ₁₀ | 54 | 6448,03 | 3536,83 | 11,47 | 25,74 | 2,65 | 1,53 | 2,5 | 4,507 | 0,619 | Vérifiée |
| V ₁₁ | 59 | 9169,16 | 5305,24 | 11,19 | 22,64 | 2,55 | 1,45 | 2,4 | 7,023 | 0,727 | Vérifiée |
| V ₁₂ | 64 | 11144,31 | 6484,18 | 10,99 | 20,57 | 2,48 | 1,38 | 2,33 | 8,559 | 1,121 | Vérifiée |
| V ₁₃ | 69 | 12383,48 | 7073,65 | 10,87 | 19,39 | 2,42 | 1,34 | 2,27 | 9,046 | 1,922 | Vérifiée |
| V ₁₄ | 74 | 12892,53 | 7073,65 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,28 | 8,779 | 2,394 | Vérifiée |
| V _C | 76 | 12907,21 | 7073,65 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,28 | 8,769 | 2,412 | Vérifiée |
| V ₁₄ | 81 | 12892,42 | 7073,65 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,28 | 8,779 | 2,393 | Vérifiée |
| V ₁₃ | 86 | 12383,52 | 6484,18 | 10,87 | 19,39 | 2,42 | 1,34 | 2,27 | 7,579 | 3,050 | Vérifiée |
| V ₁₂ | 91 | 11144,36 | 5894,71 | 10,99 | 20,57 | 2,48 | 1,38 | 2,33 | 7,101 | 2,241 | Vérifiée |
| V ₁₁ | 96 | 9169,13 | 4715,77 | 11,19 | 22,64 | 2,55 | 1,45 | 2,4 | 5,590 | 1,794 | Vérifiée |
| V ₁₀ | 101 | 6448,01 | 2947,36 | 11,47 | 25,74 | 2,65 | 1,53 | 2,5 | 3,117 | 1,622 | Vérifiée |
| V ₉ | 106 | 2973,47 | 1178,94 | 11,84 | 30,08 | 2,82 | 1,6 | 2,67 | 1,088 | 0,832 | Vérifiée |

Tab.VII.27: Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{min} : (G + CCP).

• **Vérification en charge :**

| Vousoire | x (m) | M _{max} (t.m) | P (t) | S (m ²) | I (m ⁴) | V' (m) | V (m) | e' (m) | σ _{sup} (MPa) | σ _{inf} (MPa) | Obs |
|-----------------|-------|------------------------|---------|---------------------|---------------------|--------|-------|--------|------------------------|------------------------|----------|
| V ₉ | 49 | 3451,54 | 1768,41 | 11,84 | 30,08 | 2,82 | 1,6 | 2,67 | 2,169 | 0,303 | Vérifiée |
| V ₁₀ | 54 | 7696,36 | 3536,83 | 11,47 | 25,74 | 2,65 | 1,53 | 2,5 | 3,765 | 1,904 | Vérifiée |
| V ₁₁ | 59 | 11172,01 | 5305,24 | 11,19 | 22,64 | 2,55 | 1,45 | 2,4 | 5,741 | 2,983 | Vérifiée |
| V ₁₂ | 64 | 13627,09 | 6484,18 | 10,99 | 20,57 | 2,48 | 1,38 | 2,33 | 6,894 | 4,114 | Vérifiée |
| V ₁₃ | 69 | 15006,68 | 7073,65 | 10,87 | 19,39 | 2,42 | 1,34 | 2,27 | 7,233 | 5,196 | Vérifiée |
| V ₁₄ | 74 | 15317,55 | 7073,65 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,28 | 7,095 | 5,495 | Vérifiée |
| V _C | 76 | 15317,55 | 7073,65 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,28 | 7,095 | 5,495 | Vérifiée |
| V ₁₄ | 81 | 15143,1 | 7073,65 | 10,83 | 19 | 2,43 | 1,32 | 2,28 | 7,216 | 5,272 | Vérifiée |
| V ₁₃ | 86 | 14123,84 | 6484,18 | 10,87 | 19,39 | 2,42 | 1,34 | 2,27 | 6,377 | 5,222 | Vérifiée |
| V ₁₂ | 91 | 12368,78 | 5894,71 | 10,99 | 20,57 | 2,48 | 1,38 | 2,33 | 6,280 | 3,717 | Vérifiée |
| V ₁₁ | 96 | 9877,55 | 4715,77 | 11,19 | 22,64 | 2,55 | 1,45 | 2,4 | 5,137 | 2,592 | Vérifiée |
| V ₁₀ | 101 | 6641,4 | 2947,36 | 11,47 | 25,74 | 2,65 | 1,53 | 2,5 | 3,002 | 1,821 | Vérifiée |
| V ₉ | 106 | 2652,57 | 1178,94 | 11,84 | 30,08 | 2,82 | 1,6 | 2,67 | 1,259 | 0,531 | Vérifiée |

Tab.VIII.28: Vérification des contraintes de la travée centrale sous M_{max} : (G + D₂₄₀).

3. CONCLUSION:

D'après les résultats les contraintes en phase d'exploitation et en phase de service sont dans le domaine des contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité.

CHAPITRE IX



**Etude
transversal**

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément du voussoir (âmes, hourdis ...). A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Pour cette raison on choisit deux sections (une près de la pile et l'autre au niveau du clavage).

1. MODELISATION :

La modélisation est effectuée par le logiciel *Robot Structural*. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme. On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie :

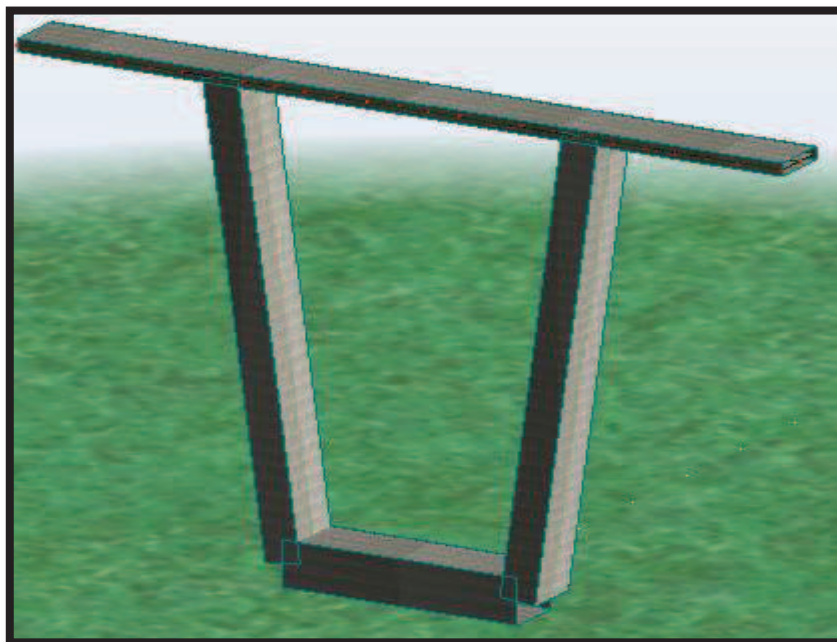


Figure XI.1 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.

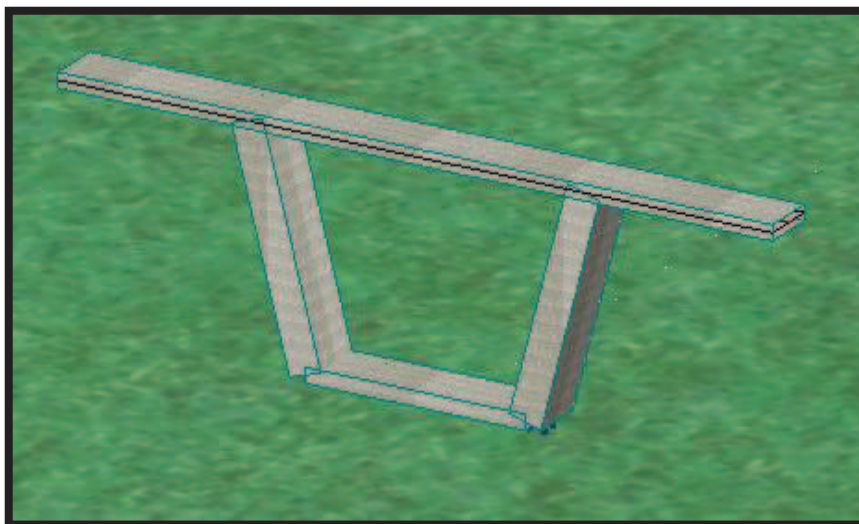


Figure XI.2 : Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.

2. DEFINITION DES CHARGES :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « *Fascicule N°61 Titre II* », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

2.1. Les charges permanentes :

2.1.1 Poids propre (pp) :

Il est pris automatiquement par le logiciel.

➤ Poids du revêtement :

$$P_{rev} = L \times e \times \gamma_{BB} = 1 \times 0,01 \times 2,2 + 1 \times 0,08 \times 2,4 = \mathbf{0,214 \text{ kN/ml}}$$

➤ Poids du dispositif de sécurité :

- Poids des glissières de sécurité : $P_{gli} = 0,06 \text{ t}$ (disposés aux deux extrémités du tablier). Pour deux glissières $\Rightarrow P_{gli} = \mathbf{0,12 \text{ t/ml}}$
- Poids de garde-corps : $P_{gc} = \mathbf{1 \text{ kN}}$ (placé à l'extrémité gauche du tablier).

➤ Poids du trottoir + poids de la corniche :

Pour le trottoir de gauche : (tr+corniche) = $2,5 \times 0,4936 = \mathbf{1,234 \text{ t/ml}}$

Pour le trottoir de droite : (tr+corniche) = $2,5 \times 0,2370 = \mathbf{0,592 \text{ t/ml}}$

2.1.2. Les sur charges d'exploitations :

On considérera les charges suivantes : **A(L), Bc, Bt, MC₁₂₀ et D₂₄₀**. Ces dernières seront disposées de manière à obtenir les situations les plus défavorables. (On travaillera par mètre linéaire).

• Chargement A(L) :

$$A(L) = 0,23 + \frac{36}{L+12} = \mathbf{1,86 \text{ (t/m}^2\text{)}} \quad \text{avec } L = 10 \text{ m (longueur chargeable).}$$

$$\text{Pour 1m } A(L) = \mathbf{1,86 \text{ KN/ml.}}$$

• Sous système Bc :

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = \mathbf{1,0243}$
Charge ponctuelle de $\delta \times bc = \mathbf{6 \times 1,0243 = 6,1458 \text{ t}}$

• Sous système Bt :

Les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : $\delta = \mathbf{1,0205}$

Charge ponctuelle de $\mathbf{16 \times 1,031 = 16,328 \text{ t}}$

- **Système Mc120 :**

Charge uniformément répartie et elle vaut selon le fascicule 61 titre II 110t sur une largeur de 4,3m multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta=1,299$
Et elle vaut **9,285 t/m**

- **Convoi exceptionnel D₂₄₀ :**

Charge uniformément répartie et elle vaut selon le fascicule 61 titre II 240t sur une largeur de 3,2 m. et **18,6m** de long, le poids par mètre linéaire égal à **12,9 t/ml**.

2.1.3. Charges sur les trottoirs :

Pour l'étude de la flexion locale, on considère une charge **St = 0,45 t /m²** appliquée sur les trottoirs (selon le fascicule 61 titre II, [Réf.11]).
(Pour 1m **St = 0,45 t/ml**), sur le trottoir de gauche.

3. LES COMBINAISONS D' ACTIONS :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

| Action prépondérante | Numéro de la combinaison | Combinaison |
|----------------------|--------------------------|--|
| ELU | 1 | 1,35G + 1,6 (A(L) + S_t) |
| | 2 | 1,35G + 1,6 (B_c + S_t) |
| | 3 | 1,35G + 1,6 (B_t + S_t) |
| | 4 | 1,35G + 1,35 Mc₁₂₀ |
| | 5 | 1,35G + 1,35 D₂₄₀ |
| ELS | 1 | G + 1,2 (A(L) + S_t) |
| | 2 | G + 1,2 (B_c + S_t) |
| | 3 | G + 1,2 (B_t + S_t) |
| | 4 | G + Mc₁₂₀ |
| | 5 | G + D₂₄₀ |

Tab- IX.1: Combinaisons de charges étudiées en flexion transversale.

4. LES RESULTATS APRES CALCULS :

Les combinaisons d'actions qui donnent les effets les plus défavorables sont les suivantes :

A l'ELU: $1,35G + 1,6 (B_t + S_t)$
A l'ELS: $G + 1,2 (B_t + S_t)$

4.1. Section sur pile :

Les résultats obtenus sous la combinaison la plus défavorable sont présentés sous forme de diagrammes.

4.1.1 A l'ELU :

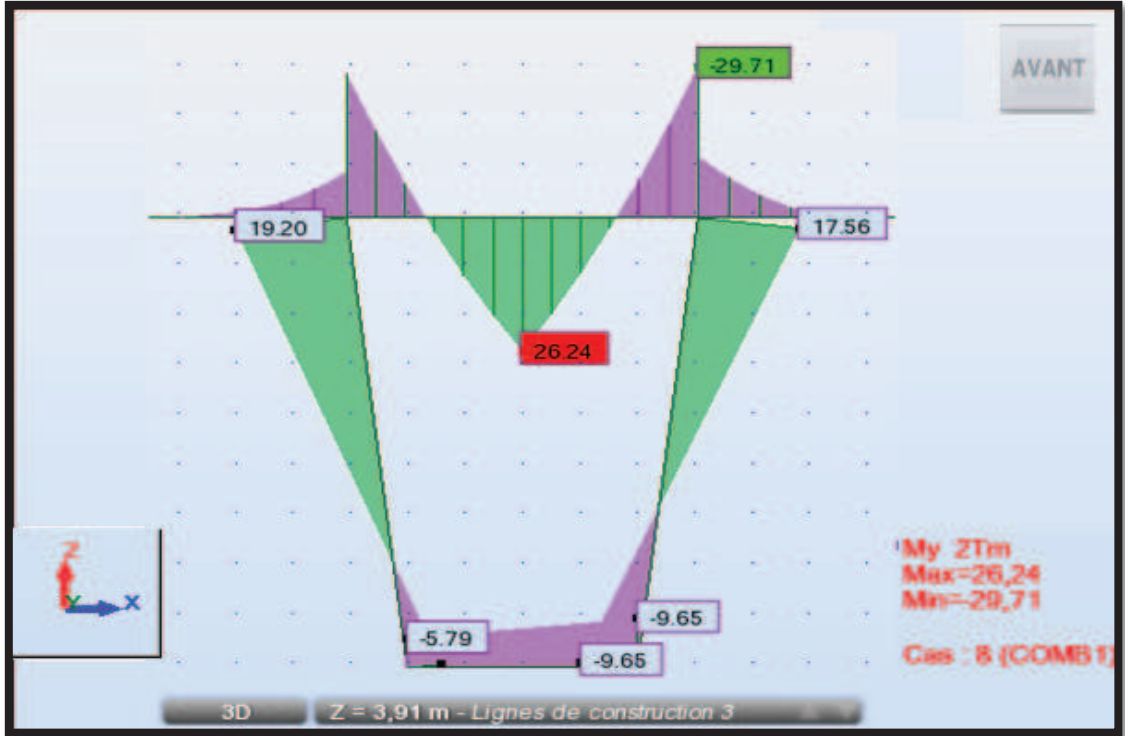


Figure XI.3 : Diagramme des moments fléchissant [t.m]

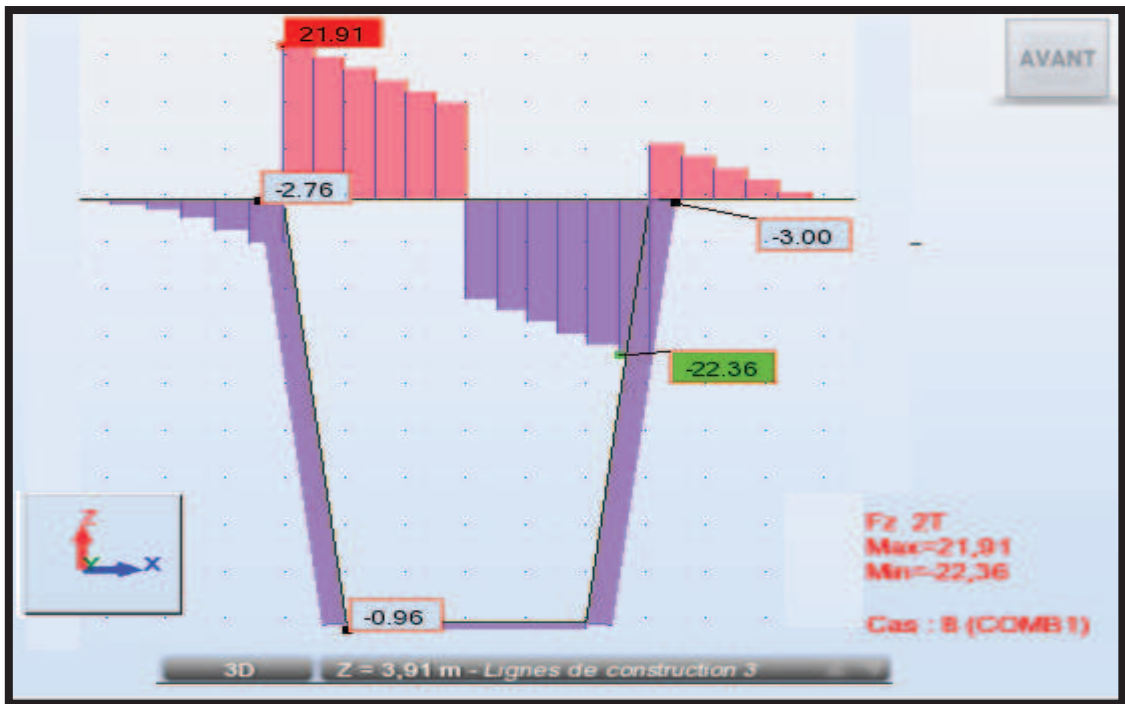


Figure XI.4 : Diagramme des efforts tranchants [t].

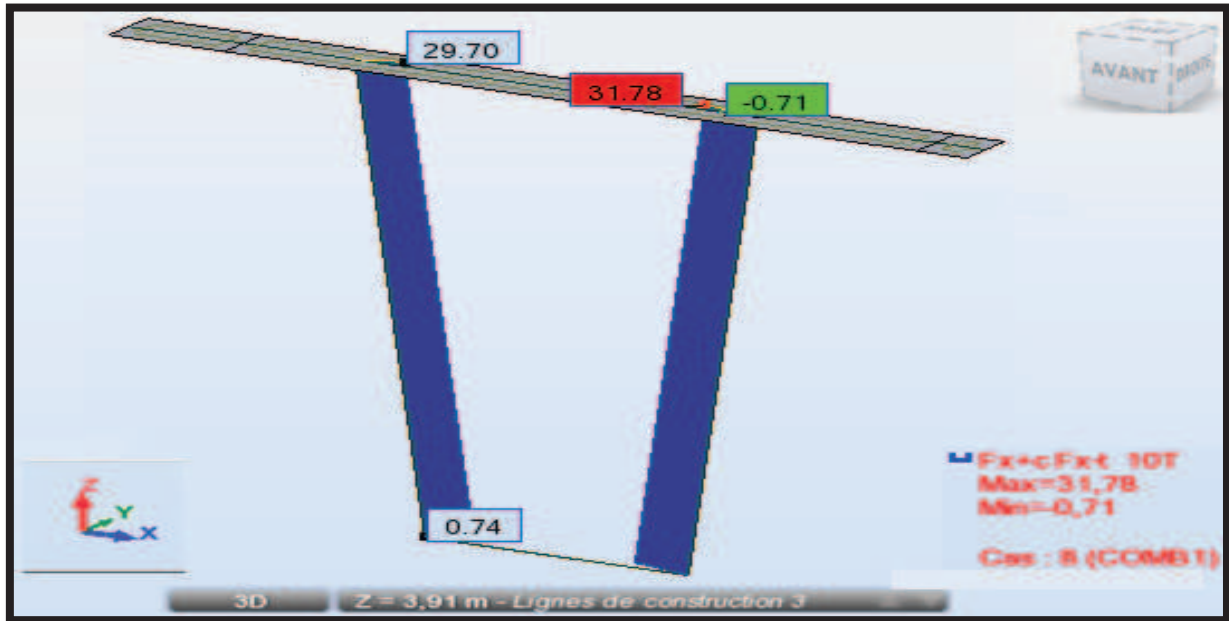


Figure XI.5 : Diagramme des efforts normaux [t].

4.1.2. A l'ELS :

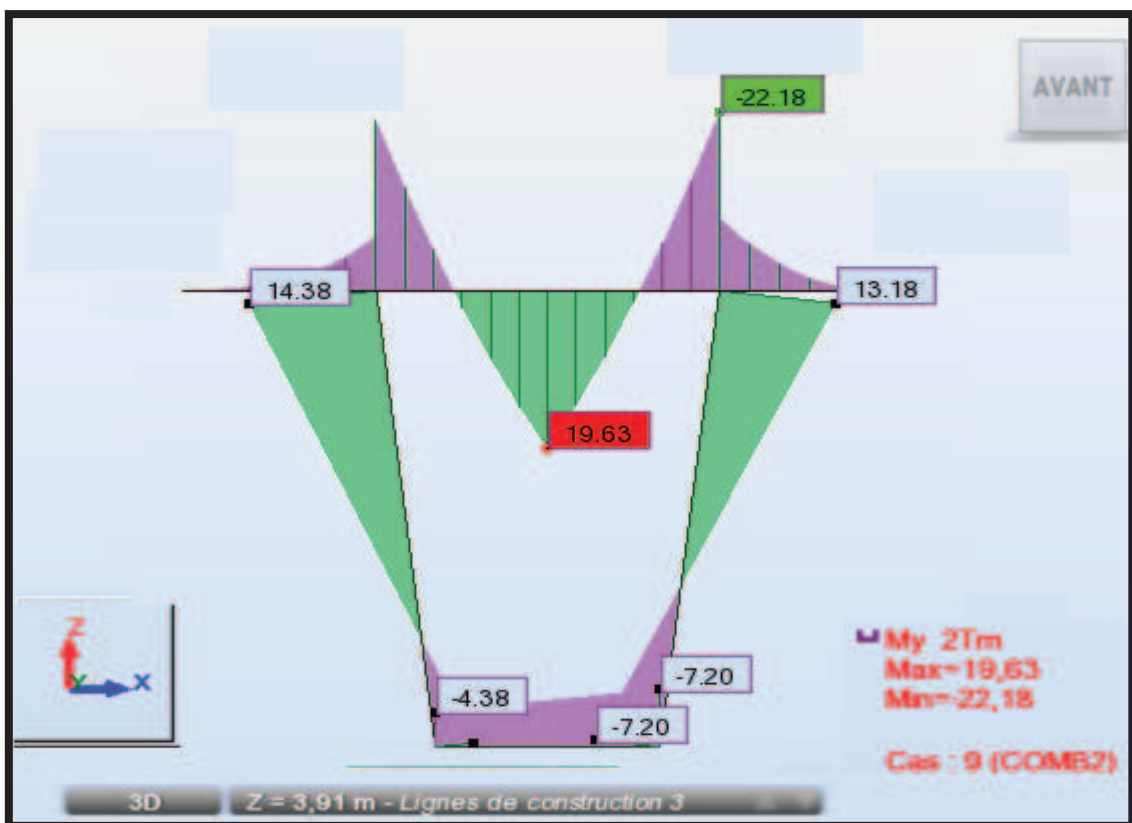


Figure XI.6 : Diagramme des moments fléchissant [t.m]

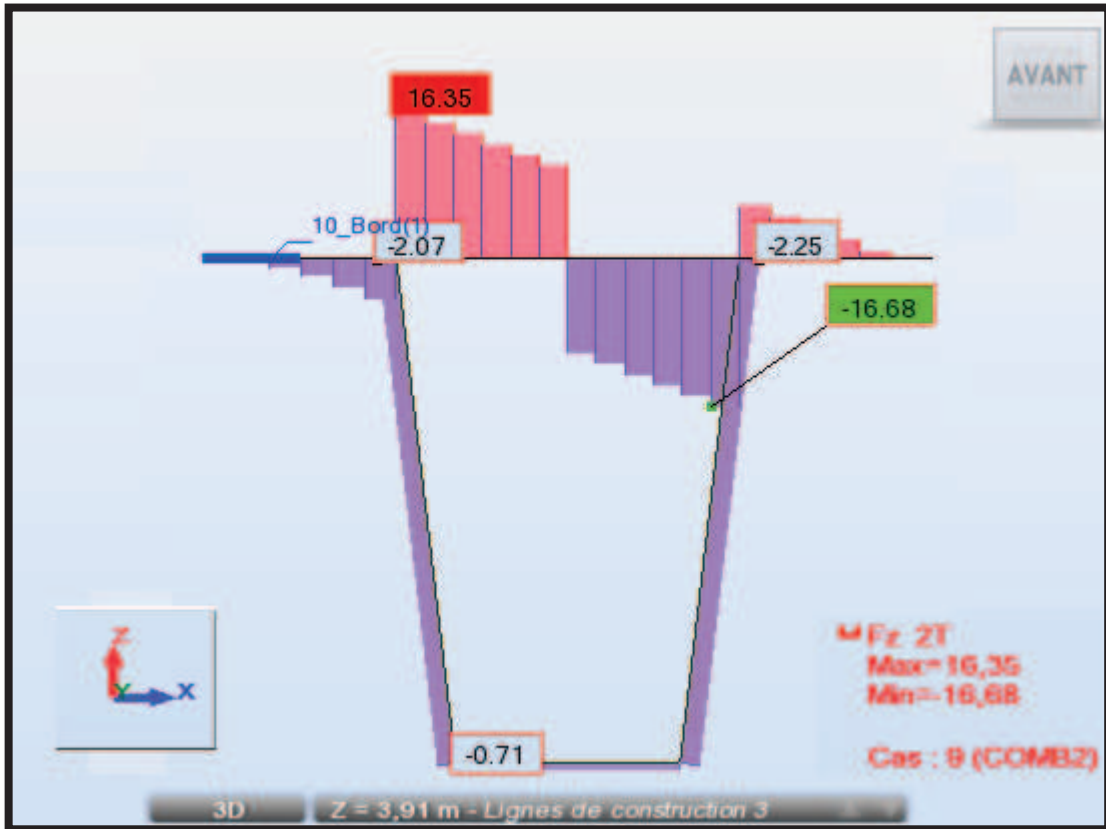


Figure XI.7 : Diagramme des efforts tranchants [t].

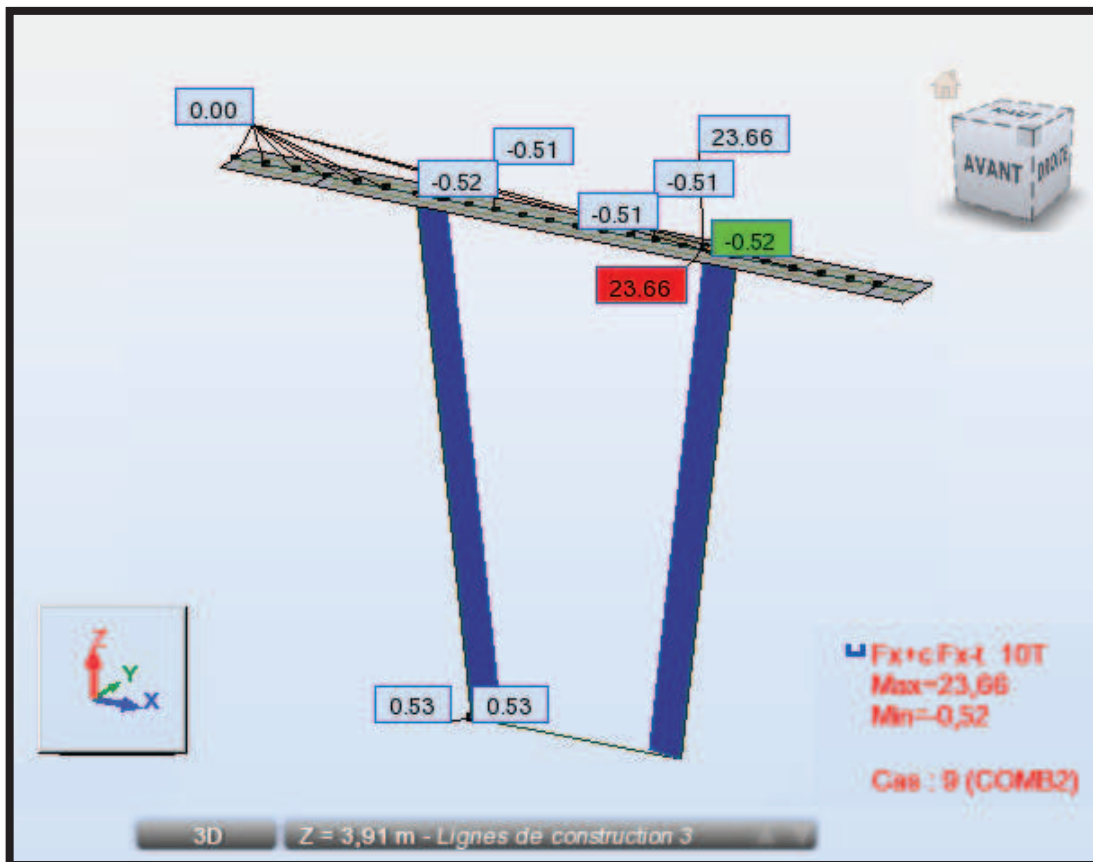


Figure XI.8 : Diagramme des efforts normaux [t]

4.2. Section a la clé :

4.2.1. E.L.U :

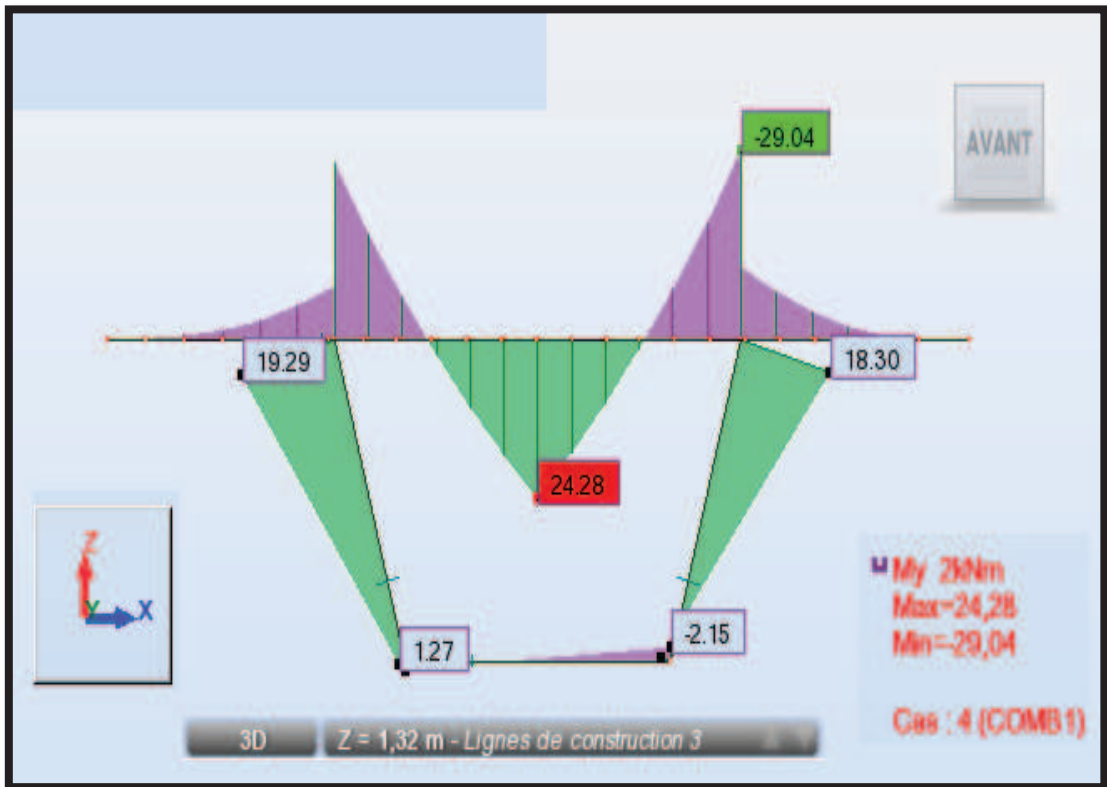


Figure XI.9: Diagramme des moments fléchissants [t.m]

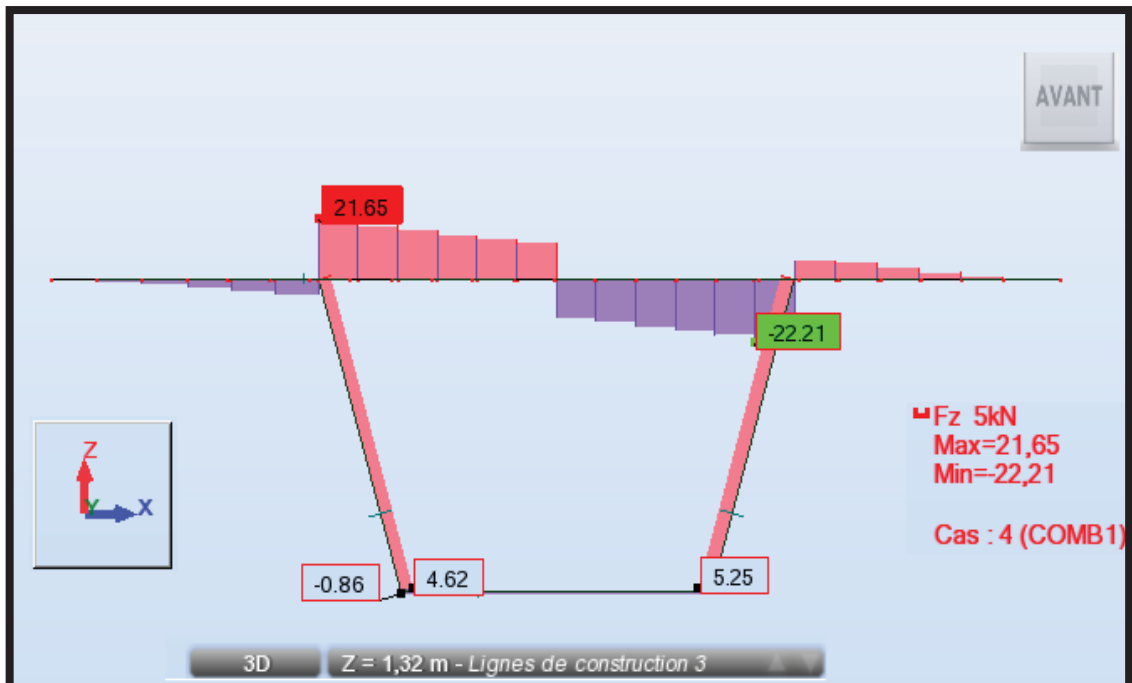


Figure XI.10 : Diagramme des efforts tranchants [t].

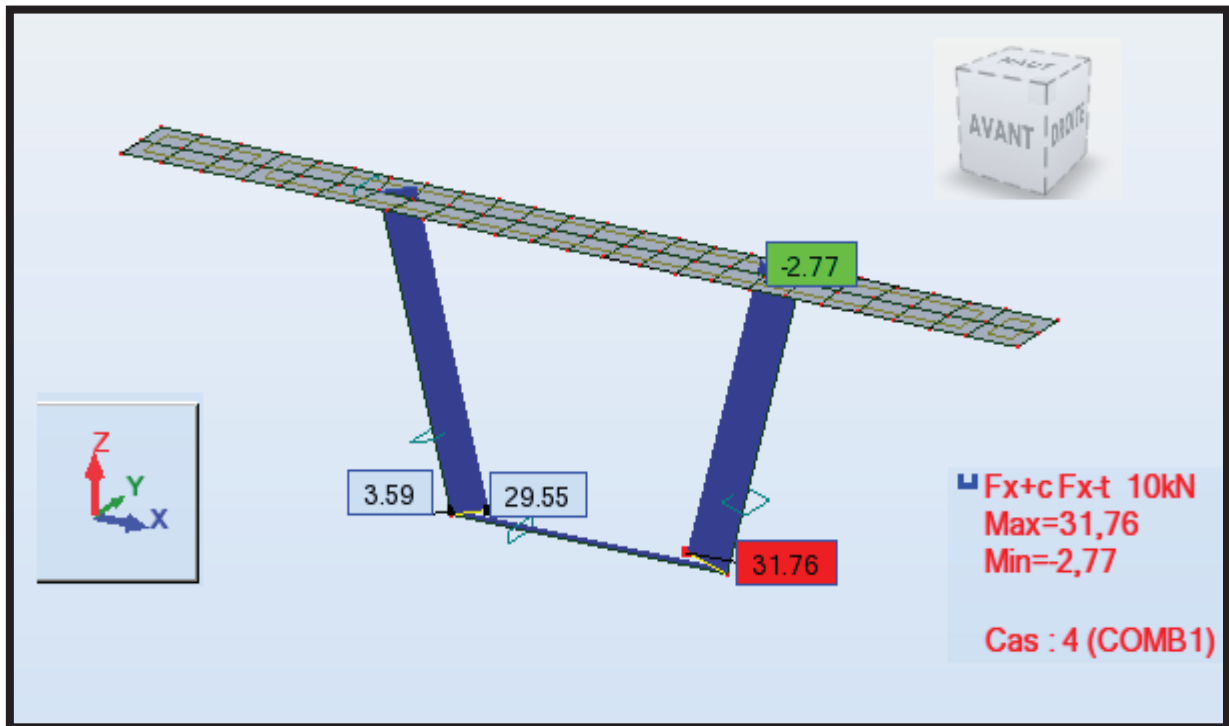


Figure XI.11 : Diagramme des efforts normaux [t].

4.2.2. E.L.S :

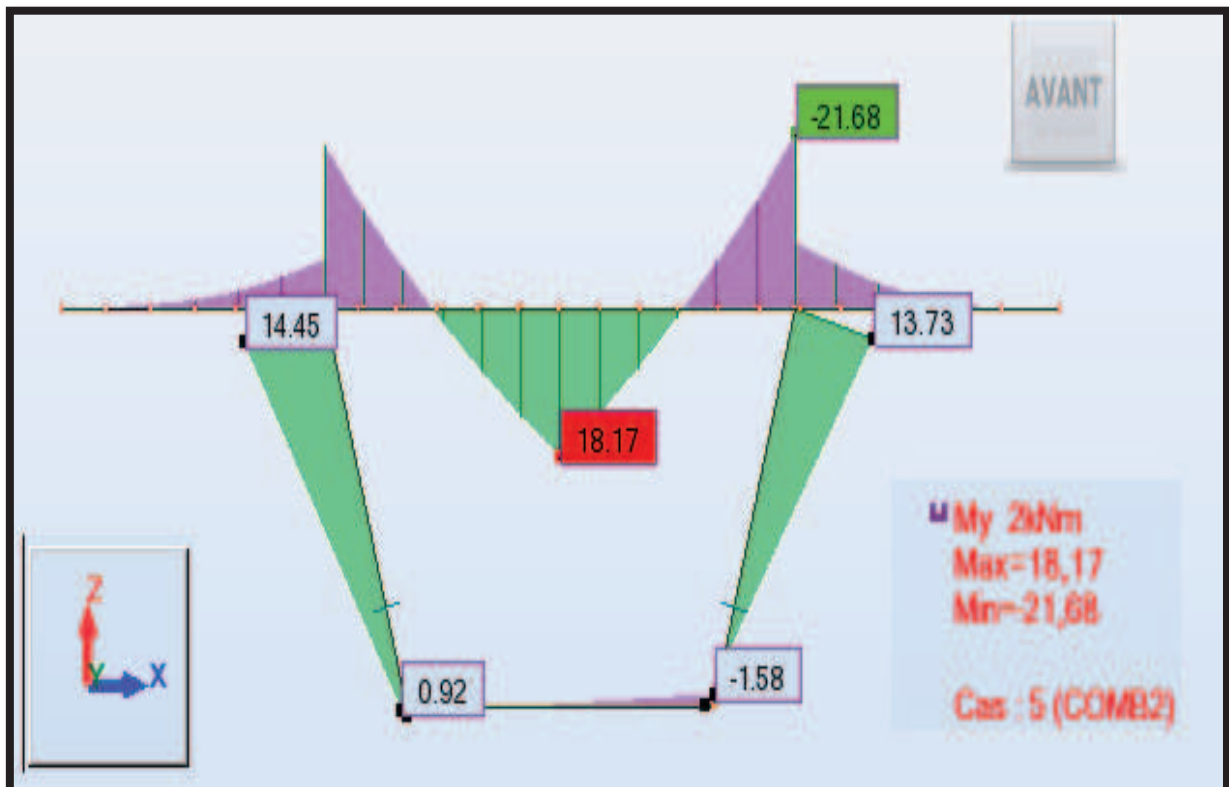


Figure XI.12 : Diagramme des moments fléchissant [t.m]

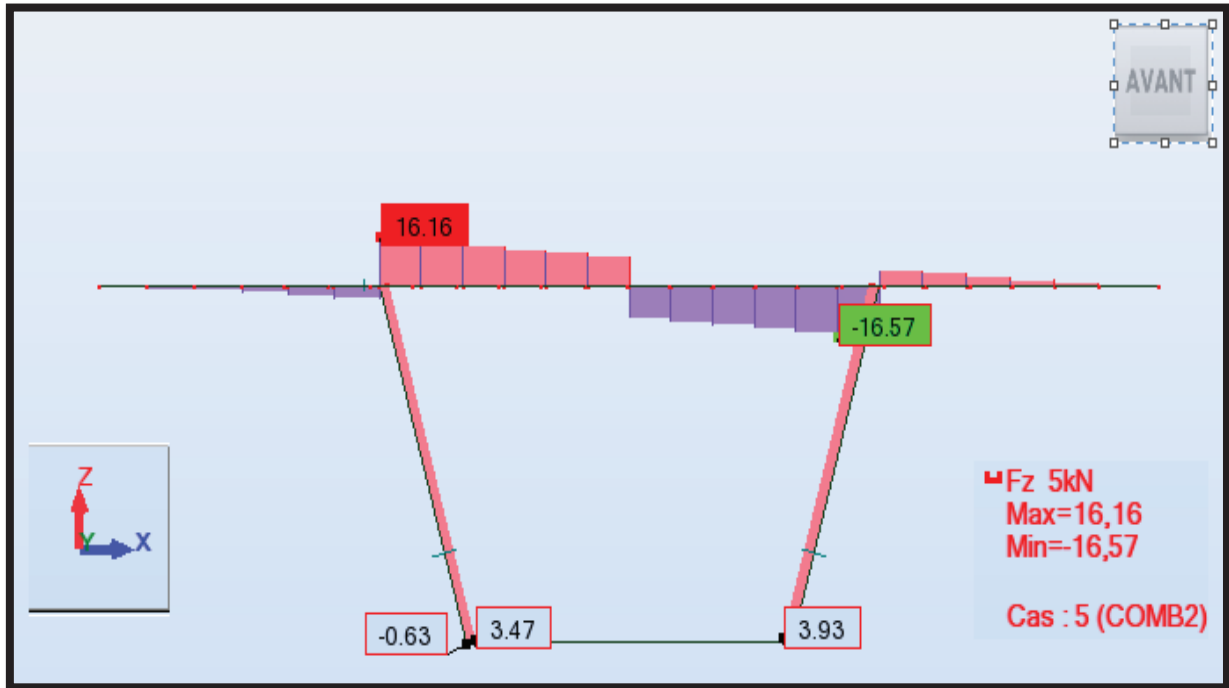


Figure XI.13: Diagramme des efforts tranchants [t].

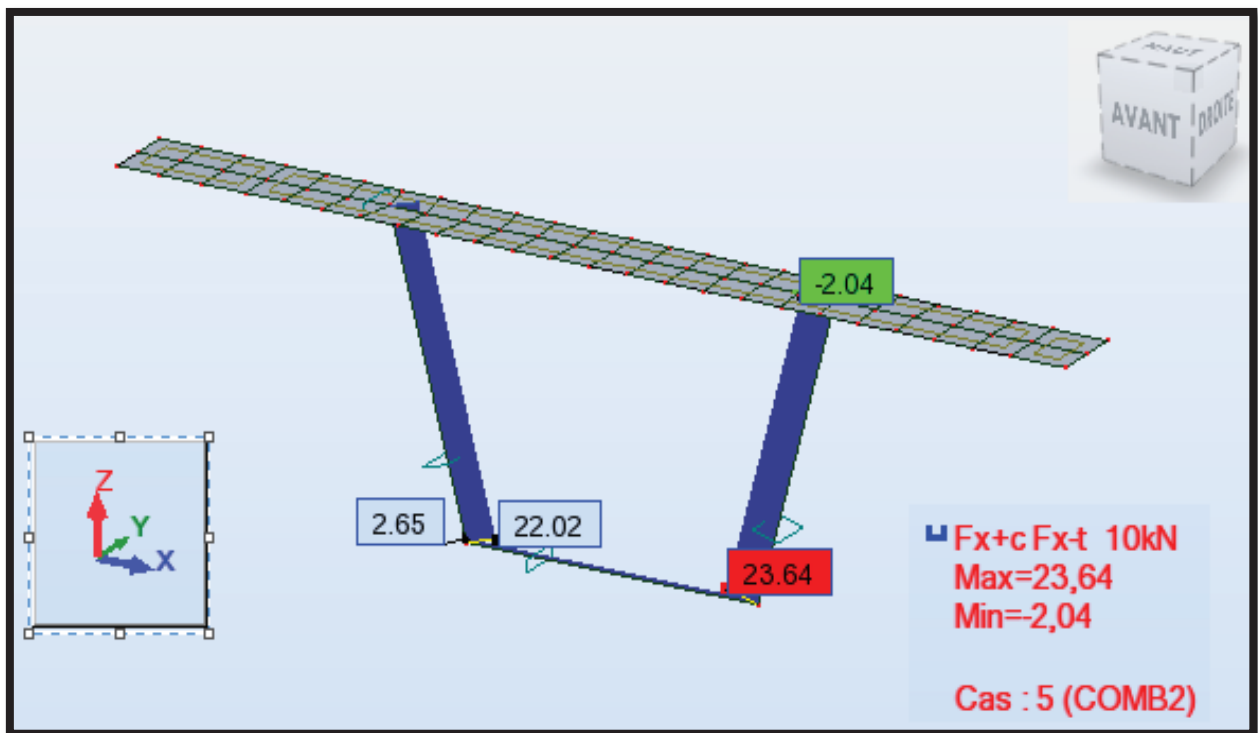


Figure XI.14 : Diagramme des efforts normaux [t].

Résultat :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux représentant les moments de flexion ainsi que les efforts normaux :

• **Section sur pile :**

| | | | |
|-------|------------|------------------------|-------|
| DALLE | Supérieure | $M_{\max}(\text{t.m})$ | 29,71 |
| | | $M_{\min}(\text{t.m})$ | 26,24 |
| | Inférieure | $M_{\max}(\text{t.m})$ | 9,65 |
| | | $M_{\min}(\text{t.m})$ | 5,79 |
| ÂME | Droite | $M_{\max}(\text{t.m})$ | 17,56 |
| | | $N_{\max}(\text{t})$ | 31,78 |
| | gauche | $M_{\max}(\text{t.m})$ | 19,20 |
| | | $N_{\max}(\text{t})$ | 29,70 |

Tab. IX.2: valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur pile.

• **Section sur culée :**

| | | | |
|-------|------------|------------------------|-------|
| DALLE | Supérieure | $M_{\max}(\text{t.m})$ | 29,04 |
| | | $M_{\min}(\text{t.m})$ | 24,28 |
| | Inférieure | $M_{\max}(\text{t.m})$ | 2,15 |
| | | $M_{\min}(\text{t.m})$ | 1,27 |
| ÂME | Droite | $M_{\max}(\text{t.m})$ | 18,30 |
| | | $N_{\max}(\text{t})$ | 31,76 |
| | gauche | $M_{\max}(\text{t.m})$ | 19,29 |
| | | $N_{\max}(\text{t})$ | 29,55 |

Tab .IX.3: valeurs des moments et des efforts normaux du voussoir sur culée.

5. FERRAILLAGE :

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (**BAEL 91**) à l'état limite ultime « ELU », et sera vérifié l'état limite de service « ELS »

Les voussoirs sont subdivisés en trois éléments : les âmes verticales, dalle supérieur et inférieur.

5.1. Données du problème :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,70 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (Situation courante)}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 : \text{ pour les aciers à haute adhérences.}$$

$$c = c' = 5 \text{ cm} : \text{ On prend le même enrobage pour toutes les sections}$$

5.2. Ferraillage en flexion simple pour les dalles :

5.2.1. Sens transversal :

A_{st} : La section de l'acier qui est égale à :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

M_u : moment fléchissant.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite à la traction :

$$0,8 \xi = 0,8 M_{in} \left[\frac{2}{3} f_e ; M_{ax} (0,5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 166,272 \text{ MPa}$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0,25\text{m} - 0,05\text{m} = 0,20 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,628$$

5.2.2 Sens longitudinal :

$$A_{sy} = \frac{A_{st}}{3}$$

5.3. Ferraillage en flexion composé pour les âmes :

5.3.1. Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 26,625 \text{ t.m}$$

5.3.2. Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,0049$$

Si $\mu_f \leq \mu = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armé ($A'=0$)

Pour $\mu_f = 0,0171$ nous obtenons du le tableau 6 des annexes du BAEL 83

$\beta = 0,998$

5.3.3. Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta f_c d \sigma_{st}} = \frac{266,25 \text{ KN.m}}{0,998 \times 0,85 \text{ m} \times 166272 \text{ KN/m}^2} = 18,87 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 18,87 \text{ cm}^2$$

5.3.4. Armatures réelles :

$$A = A_f + \frac{N}{\sigma_{st}} = 7,20 \text{ cm}^2$$

5.3.5. Condition de non fragilité :

Selon le règlement BAEL 91 on a :

$$A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

5.4. Ferraillage des voussoirs :

Après le calcul les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

5.4.1. Voussoir près de la pile :

| | | M | H | d | Z | A _s | A _{smin} | A _s adopté | Armatures transversales | A _{s1} | Armatures longitudinales |
|--------------|-------------------|--------|------|------|------|--------------------|--------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------|-----------------------------|
| | | (t .m) | (m) | (m) | (mm) | (cm ²) | (cm ²) | (cm ²) | | (cm ²) | |
| DALLE | Supérieure | 29,71 | 0,25 | 0,20 | 158 | 113,10 | 3,10 | 113,10 | 9HA ϕ 40 | 37,69 | 7HA Φ 25 |
| | | 26,24 | 0,25 | 0,20 | 158 | 99,88 | 3,10 | 99,88 | 8HA ϕ 40 | 33,29 | 7HA Φ 25 |
| | Inférieure | 9,65 | 0,90 | 0,85 | 672 | 8,63 | 3,10 | 8,63 | 7HA ϕ 25 | 2,87 | 6HA ϕ 16 |
| | | 5,79 | 0,90 | 0,85 | 672 | 5,18 | 3,10 | 5,18 | 7HA ϕ 20 | 1,72 | 5HA ϕ 14 |

Tab .IX.4: ferraillage de la dalle du voussoir près de la pile.

\Rightarrow La condition de non fragilité est vérifiée.
La section d'aciers adoptée pour le ferraillage du hourdis supérieur est comme suit :

- \triangleright **Dalle supérieure :**
 - **Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 113,1 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **9HA Φ 40**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

$A_i = 99,88 \text{ cm}^2$ Ce qui correspond à **8HA Φ 40**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

- **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 37,69 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **7HA Φ 25**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

$A_i = 33,29 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **7HA Φ 25**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

➤ **Dalle inférieure :**

- **Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 36,73 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **7HA ϕ 25**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

$A_i = 22,04 \text{ cm}^2$ Ce qui correspond à **7HA ϕ 20**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

- **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 12,24 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA Φ 16**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

$A_i = 7,35 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **5HA Φ 14**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

➤ **L'âme**

| | N_{\max} (t) | M_{\max} (t.m) | H (m) | d (m) | Z (mm) | A_s (cm^2) | $A_{s\min}$ (cm^2) | A_s adopté (cm^2) | Armatures transversales | A_{s1} (cm^2) | Armatures longitudinales |
|-----|-------------------|---------------------|----------|----------|-----------|----------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| AME | 29,70 | 19,20 | 0,6 | 0,55 | 654 | 27,31 | 5,37 | 27,31 | 6HA Φ25, | 9,10 | 6HA Φ16 |

Tab .IX.5: ferrailage de l'âme du voussoir près de la pile

- **Armatures principales (sens transversale) :**

$A_s = 52,23 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA Φ 25**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

- **Armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 17,41 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA Φ 16**, avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

5.4.2. Voussoir près de la culée

| | | M | H | d | Z | A_s | A_{smin} | A_s adopté | Armatures transversales | A_{s1} | Armatures longitudinales |
|-------|------------|--------|------|------|------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------------------|--------------------|-----------------------------|
| | | (t .m) | (m) | (m) | (mm) | (cm ²) | (cm ²) | (cm ²) | | (cm ²) | |
| DALLE | Supérieure | 29,04 | 0,25 | 0,20 | 158 | 110 | 3,10 | 110 | 8HA Φ 40 | 36,84 | 7HA Φ 25 |
| | | 24,28 | 0,25 | 0,20 | 158 | 92,42 | 3,10 | 92,42 | 7HA Φ 40 | 30,80 | 6HA Φ 25 |
| | Inférieure | 2,15 | 0,35 | 0,30 | 237 | 8,18 | 4,65 | 8,18 | 6HA Φ 14 | 2,74 | 3HA Φ 10 |
| | | 1,27 | 0,35 | 0,30 | 237 | 6,83 | 4,65 | 6,83 | 4HA Φ 12 | 2,27 | 3HA Φ 10 |

Tab .IX.6: ferrailage de la dalle du voussoir près de la culée.

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

La section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis supérieur est comme suit :

➤ **Dalle supérieure :**

• **Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 110 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **8HA Φ 40**, avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

$A_i = 92,42 \text{ cm}^2$ Ce qui correspond à **7HA Φ 40**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

• **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 36,84 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **7HA Φ 25**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

$A_i = 33,29 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **7HA Φ 25**, avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

➤ **Dalle inférieure :**

• **Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 8,18 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA Φ 14** , avec un espacement entre les barres égal à 12 cm.

$A_i = 6,83 \text{ cm}^2$ Ce qui correspond à **4HA Φ 12**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

• **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 2,74 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **3HA Φ 10**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm.

$A_i = 2,27 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **3HA Φ 10**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm

➤ L'âme

| | N_{\max} (t) | M_{\max} (t.m) | H (m) | d (m) | Z (mm) | A_s (cm^2) | $A_{s\min}$ (cm^2) | A_s adopté (cm^2) | Armatures transversales | A_{s1} (cm^2) | Armatures longitudinales |
|------------|-------------------|---------------------|----------|----------|-----------|----------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| AME | 29,55 | 19,29 | 0,6 | 0,55 | 654 | 17,73 | 8,53 | 17,73 | 6HA Φ20 | 5,10 | 4HA Φ14 |

Tab .IX.7: ferrailage de l'âme du voussoir près de la culée.

- **Armatures principales (sens transversale) :**

$A_s = 17,73 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA Φ 20**, avec un espacement entre les barres égal à 14 cm.

- **Armatures de répartition (sens longitudinal) :**

$A_s = 5,10 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **4HA Φ 14**, avec un espacement entre les barres égal à 15cm.

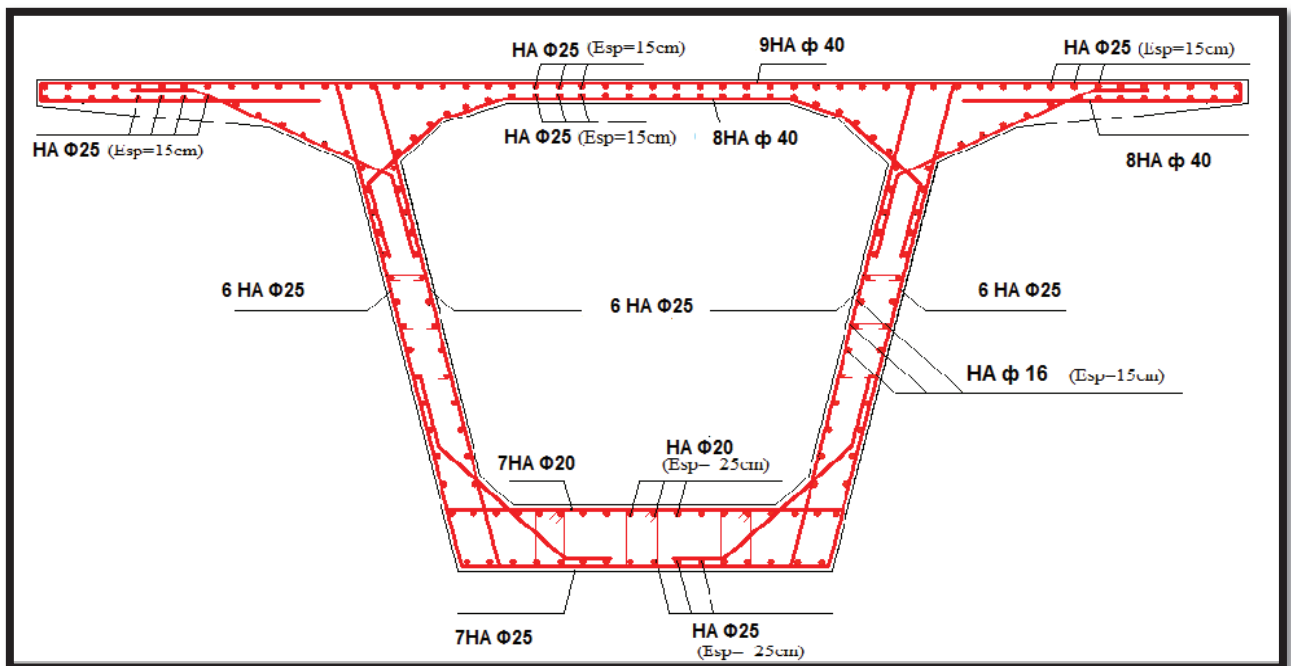


Figure IX.15 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la pile

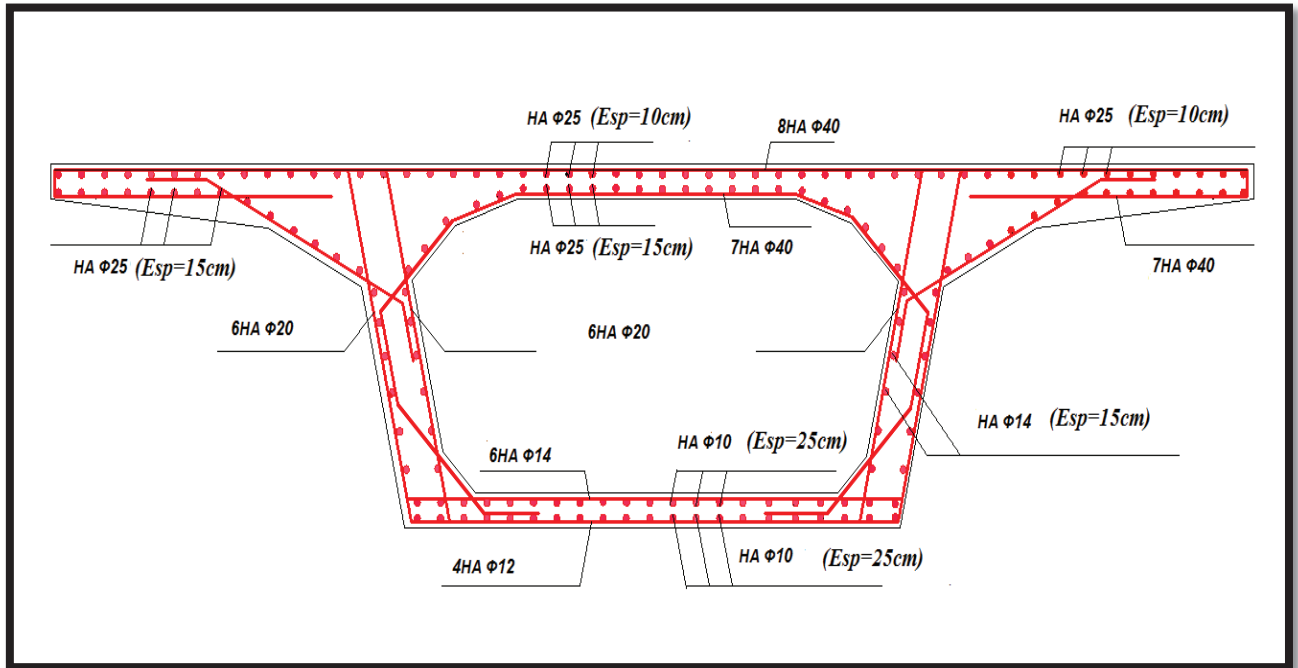


Figure XI.16 : Schéma du Ferrailage du voussoir près de la clé.

6. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

La formule de vérification est donnée par le (BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec la fissuration est préjudiciable on a :

$$\tau_u = \min \left[\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{ MPa} \right] = 3,5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec :

- τ_u : Contrainte de cisaillement ultime.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement admissible.
- b** : largeur de la section.
- d** : hauteur utile.

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours : **35MPa**

γ_b : coefficient de sécurité :

| | |
|---|--|
| } | $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire. |
| | $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle. |

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux ci-dessous:

6.1. Voussoir sur pile :

| Section | / | b(mm) | D (mm) | V _u (t) | τ _u | τ̄ _u | OBS |
|------------------|--------|-------|--------|--------------------|----------------|-----------------|---------|
| Console | Appuis | 1000 | 250 | 5,85 | 0,234 | 3,500 | Vérifié |
| Dalle supérieure | Appuis | 1000 | 250 | 16,68 | 0,667 | 3,500 | Vérifié |
| Dalle Inférieure | Appuis | 1000 | 900 | 0,71 | 0,078 | 3,500 | Vérifié |
| Âme | Appuis | 1000 | 600 | 23,66 | 0,394 | 3,500 | Vérifié |

Tab. IX.8: Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).

6.2. Voussoir sur culée :

| Section | / | b(mm) | D (mm) | V _u (t) | τ _u | τ̄ _u | OBS |
|------------------|--------|-------|--------|--------------------|----------------|-----------------|---------|
| Console | Appuis | 1000 | 250 | 5,00 | 0,200 | 3,500 | Vérifié |
| Dalle supérieure | Appuis | 1000 | 250 | 16,57 | 0,662 | 3,500 | Vérifié |
| Dalle Inférieure | Appuis | 1000 | 350 | 0,63 | 0,018 | 3,500 | Vérifié |
| Âme | Appuis | 1000 | 600 | 23,64 | 0,394 | 3,500 | Vérifié |

Tab. IX.9: Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur Culée).

7. VERIFICATION AU POINÇONNEMENT :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, nous admettons qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : **(BAEL 91)**

$$Q_u \leq 0,045U_c \times H \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : valeur de la force concentrée en MN ;

Q_u = 0,01MN (valeur de la charge d'une roue d'un camion Br)

H : hauteur de la section.

D : Longueur de la surface d'impact de la roue.

U_c : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,2 + 0,25 = 0,45m$$

$$Q_u = 0,1 \text{ MN} \leq 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,118 \text{ MN} \longrightarrow \text{OK}$$

La condition est satisfaite pour les trois systèmes, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement

8. VERIFICATION DES AMES AU FLAMBEMENT

Les structures énoncées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élanement λ de ceux ci devra satisfaire l'équation suivante : [BAEL, 91]

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : élanement du poteau.

l_f : longueur de flambement

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 ;

$l_f = 0,5 l_0$: Car les âmes sont encastées à ses extrémités ;

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à $\cos a \times l_0 = 3,43$ m

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section

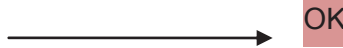
$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,6^3}{12} = 0,018 \text{ m}^3$$

$$B = bh = 0,6 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,018}{0,6}} = 0,189$$

Donc :

$$\lambda = \frac{3,43}{0,189} = 18,14 \leq 50$$



La condition est satisfaite, donc il n'y a pas de risque de flambement des âmes.

9. Etude et ferrailage du bossage :

Nous avons vu que les câbles de continuités étaient disposés dans le hourdis inférieur, et peuvent être relevés dans des bossages et arrêtés au-dessus du hourdis inférieur ou en dessous du hourdis supérieur.

Nous avons étudié les câbles bossages affleurant sur le hourdis inférieur du caisson il s'agit d'**ancrage** de câble dans le hourdis et dévies à leurs extrémités d'un angle α pour s'ancrer en saillie sur celui-ci. A l'ancrage du câble, il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et le hourdis, et une poussée au vide du droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans le hourdis.

L'action des bossages sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

- Un moment dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen du hourdis, qui vaut :

$$M = P \frac{L}{2} \sin \alpha$$

- Deux poussées réparties, l'une traduisant l'action de la composante verticale de la force à l'ancrage ($P \sin \alpha$), l'autre la poussée au vide dans la zone coude de la gaine dans le sens transversale.

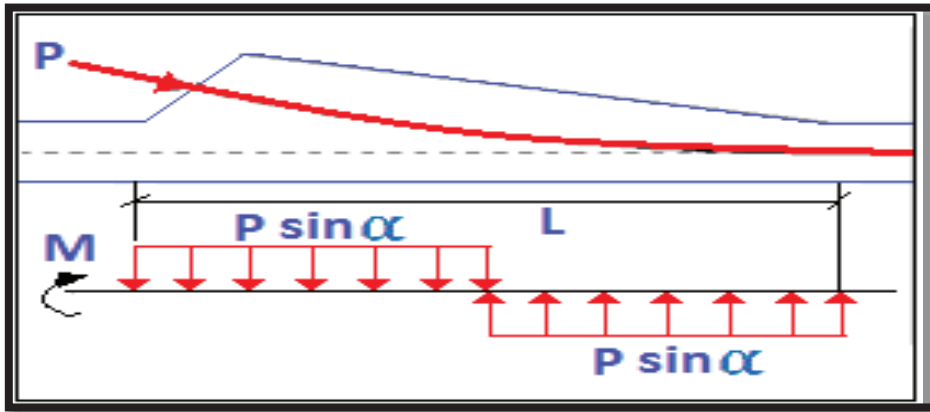


Figure IX.17 : les différents actions dûs à l' ancrage.

Avec :

L : étant la longueur qui couvre entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

8.1.1 Ferraillage du bossage :

Pour un effort P à l'ancrage et avec $\sigma_s = \frac{2}{3} f_e$, et prévoir les armatures suivantes réparties en trois groupes précisés sur le schéma qui suit:

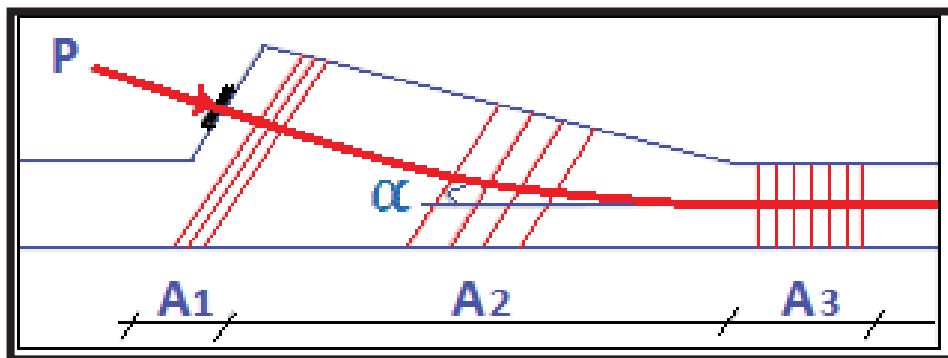


Figure IX.18 : Distribution du ferraillage dans un bossage.

L'effort maximal ne s'exerçant qu'à la construction et diminuant par la suite :

➤ Armatures de section totale A_1 formant tirant en tête de leur console (à répartie sur une longueur de 20 à 30 cm)

$$A_1 = \frac{P_0}{\sigma_s} (0,5 - \sin\alpha)$$

P : force de précontrainte à l'ancrage.

α : L'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

➤ Armatures de couture de section totale A_2 réparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble.

$$A_2 = \frac{P_0}{\sigma_s} \times \frac{1}{2}$$

➤ Armatures de section totale A_3 destinée à reprendre la poussée au vide le long de zone courbe du câble

$$A_3 = \frac{P_0}{\sigma_s} \sin \alpha$$

8.2.2. Bossage à un seul ancrage :

$P_0 = 394,73 \text{ t}$ pour un câble de 9 T15s

$$\text{tg} \alpha = \frac{0,272}{1,5} = 0,248 \quad \alpha = 13,92$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 266,66 \text{ Mpa}$$

➤ Armatures de tirant :

$$A_1 = \frac{3947,3 \text{ KN}}{266660 \text{ kN/m}^2} (0,5 - \sin 13,92) = 38,40 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HAΦ25** répartis sur une distance de **30cm**

➤ Armatures de coutures :

$$A_2 = \frac{3947,3 \text{ KN}}{266660 \text{ kN/m}^2} \times \frac{1}{2} = 74,01 \text{ cm}^2$$

Soit : **15 HAΦ25** répartis sur une distance de **150 cm**

➤ Armatures de la poussée au vide:

$$A_3 = \frac{3947,3 \text{ KN}}{266660 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \sin(13,92) = 35,61 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HAΦ25** répartis sur une distance de **60cm**.

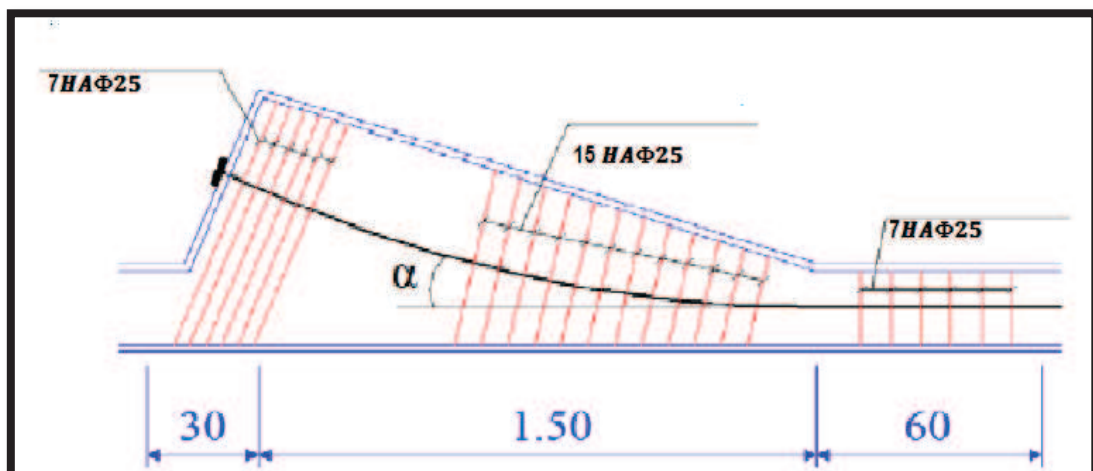


Figure IX.19 : : Détail de ferrailage d'un bossage.



Figure IX.20: ferrailage d'un bossage dans un voussoir

9. CONCLUSION :

Le ferrailage de la dalle supérieur et les portes à faux sont conséquent vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre l'autre élément sont moins sollicité.

Le but de ce ferrailage et de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

CHAPITRE X



**Résistance
à l'effort tranchant**

INTRODUCTION :

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représenté par l'âme, les membrures supérieur et inférieur de fait de leur inertie par rapport aux centre de gravité de la section sont des éléments résistants à la flexion.

L'âme de la poutre sera donc dimensionné pour :

- Résister à l'effort tranchant
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte.

1. DETERMINATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

1.1. Effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison **G + D₂₄₀**.

1.2. Effort tranchant dû à la précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (**H.THONIER 92, [Réf.8]**) est :

$$V_P = P \sin \alpha$$

Avec :

$$P = n P_0$$

n: nombre de câbles arrêtés dans le voussoir considéré.

P₀ : contrainte dans le câble comptée avec 25% de pertes

α : angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

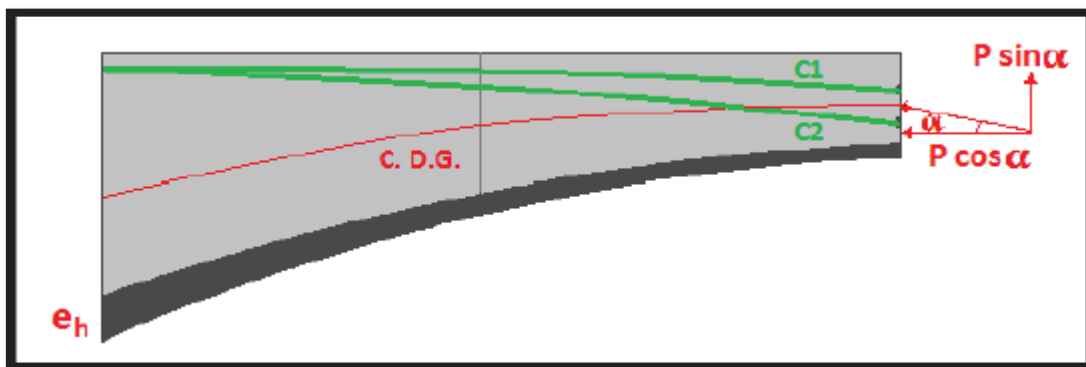


Figure X.1 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.

1.3. Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparait une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne (intrados du tablier). La compression dans le hourdis inférieur présente une composante dans la direction de l'effort tranchant, elle est donnée par la relation suivante : (**H.THONIER 92, [Réf.8]**).

$$V_{RESAL} = \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

Avec :

$$Z = H - \frac{1}{2} e_s - \frac{1}{2} e_i$$

M_{ext} : Moment due aux charges extérieures.

e_s : épaisseur de la dalle supérieure

e_i : épaisseur de la dalle inférieure

$\frac{dh}{dx}$: Pente que suit la hauteur de l'ouvrage.

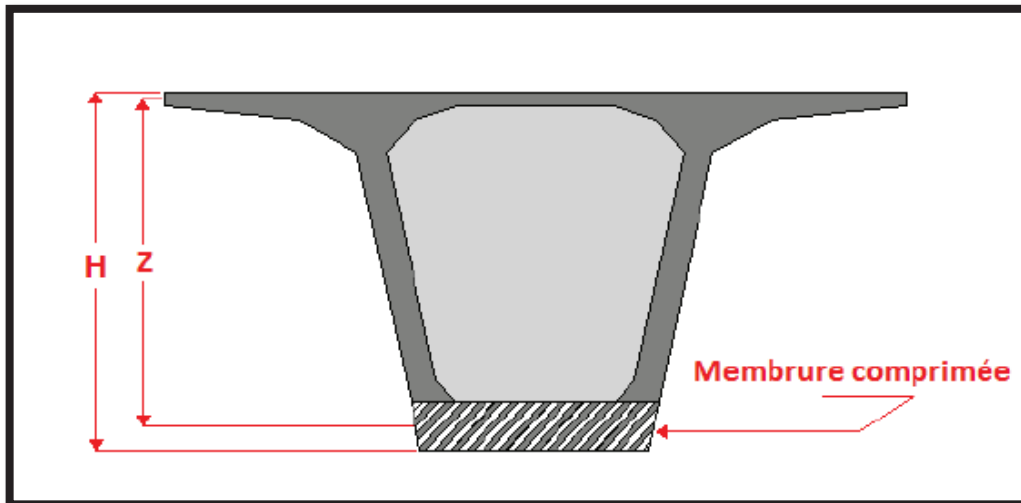


Figure X.2 : Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson.

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante : [Réf.8]

$$V_R = V_{ext} - V_P + V_{RESAL}$$

$$V_R = V_{ext} - P \sin \alpha + \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

2. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT VIS-A-VIS DES CONTRAINTES DE CISAILEMENT (BPEL 91, [Réf.13])

L'effort de cisaillement à l'ELS est :

$$\tau = \frac{V_R}{Z b_n}$$

Avec :

V_R : effort tranchant réduit.

$$Z = \frac{I}{S(y)}$$

I : Moment d'inertie de toute la section,

$S(y)$: Moment statique de la section située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité,

b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme

$$b_n = 2(0,6 - 0,1) = 10 \text{ m}$$

La vérification à faire est la suivante : $\tau \leq \tau$

Tel que :

$$\bar{\tau} = \min (\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 f_{tj} f_{cj} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} \frac{2}{3} + \sigma_t)$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale au niveau de la section de calcul $\sigma_x = P/S$

σ_t : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale.

En l'absence d'armature transversale de précontrainte : $\sigma_t = 0$

✓ $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$

✓ $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus pour la travée de rive sont donnés dans le tableau ci-dessous :

| V | Nbre de câbles arrêtés | $P \sin \alpha(t)$ | Z (m) | M_{ext} (t.m) | V_{ext} (t) | V_{resal} (t) | V_R (t) | σ_x (MPa) | τ (MPa) | $\bar{\tau}_1$ (MPa) | $\bar{\tau}_2$ (MPa) | Obs |
|-----------------|------------------------|--------------------|-------|-----------------|---------------|-----------------|-----------|------------------|--------------|----------------------|----------------------|----------|
| V ₁ | 6 | 596,95 | 8,42 | -48840,62 | 2321,32 | -730,87 | 993,5 | 1,63 | 0,12 | 2,02 | 2,84 | Vérifiée |
| V ₂ | 6 | 901,08 | 7,68 | -38830,88 | 2104,71 | -637,07 | 566,5 | 1,60 | 0,07 | 2,02 | 2,84 | Vérifiée |
| V ₃ | 6 | 936,84 | 7,01 | -29833,98 | 1896,14 | -536,25 | 423,0 | 1,57 | 0,06 | 2,01 | 2,84 | Vérifiée |
| V ₄ | 4 | 800,57 | 6,40 | -21817,75 | 1701,09 | -429,54 | 470,9 | 1,02 | 0,07 | 1,91 | 2,88 | Vérifiée |
| V ₅ | 4 | 839,11 | 5,85 | -14726,04 | 1504,63 | -317,18 | 348,3 | 0,98 | 0,06 | 1,90 | 2,89 | Vérifiée |
| V ₆ | 4 | 466,68 | 5,35 | -8487,99 | 1329,94 | -199,90 | 663,3 | 0,94 | 0,12 | 1,90 | 2,89 | Vérifiée |
| V ₇ | 4 | 439,31 | 4,92 | -3078,94 | 1164,10 | -78,85 | 645,9 | 0,90 | 0,13 | 1,89 | 2,89 | Vérifiée |
| V ₈ | 4 | 514,30 | 4,55 | 1518,81 | 997,47 | 42,06 | 525,2 | 0,85 | 0,12 | 1,88 | 2,89 | Vérifiée |
| V ₉ | 4 | 681,63 | 4,22 | 1519,14 | 840,33 | 45,36 | 204,0 | 0,81 | 0,05 | 1,87 | 2,90 | Vérifiée |
| V ₁₀ | 4 | 746,78 | 3,97 | 8504,31 | 697,03 | 269,91 | 220,1 | 0,76 | 0,06 | 1,86 | 2,90 | Vérifiée |
| V ₁₁ | 2 | 385,12 | 3,76 | 10772,55 | 556,37 | 361,00 | 532,2 | 0,36 | 0,14 | 1,78 | 2,93 | Vérifiée |
| V ₁₂ | 2 | 438,94 | 3,61 | 12695 | 415,50 | 443,09 | 419,6 | 0,34 | 0,12 | 1,78 | 2,93 | Vérifiée |
| V ₁₃ | 2 | 211,42 | 3,53 | 14105,67 | 285,90 | 503,49 | 577,9 | 0,32 | 0,16 | 1,77 | 2,93 | Vérifiée |

Tableau X.1 : Vérification des contraintes pour la travée de rive.

| V | Nbre de câbles arrêtés | <i>P</i>sin $\alpha(t)$ | Z (m) | <i>M</i>_{ext} (t.m) | <i>V</i>_{ext} (t) | <i>V</i>_{resal} (t) | <i>V</i>_R (t) | σ_x (MPa) | τ (MPa) | $\bar{\tau}_1$ (MPa) | $\bar{\tau}_2$ (MPa) | Obs |
|-----------------------|------------------------|---|------------------|---|---------------------------------------|---|-------------------------------------|--|------------------------------------|--|--|-----------------|
| V₁ | 6 | 749,49 | 8,42 | -53398,14 | 2199,48 | -799,07 | 650,9 | 1,63 | 0,08 | 1,78 | 2,84 | Vérifiée |
| V₂ | 6 | 901,59 | 7,74 | -42945,93 | 1987,48 | -699,12 | 386,7 | 1,61 | 0,05 | 1,77 | 2,84 | Vérifiée |
| V₃ | 6 | 874,06 | 7,11 | -33577,64 | 1785,66 | -595,05 | 316,5 | 1,58 | 0,04 | 1,75 | 2,84 | Vérifiée |
| V₄ | 6 | 1004,3 | 6,55 | -25159,49 | 1587,39 | -483,98 | 99,11 | 1,54 | 0,02 | 1,73 | 2,84 | Vérifiée |
| V₅ | 4 | 723,75 | 6,00 | -17669,49 | 1408,15 | -371,06 | 313,3 | 1,00 | 0,05 | 1,39 | 2,88 | Vérifiée |
| V₆ | 4 | 754,51 | 5,53 | 11053,70 | 1238,32 | 251,86 | 735,6 | 0,96 | 0,13 | 1,37 | 2,89 | Vérifiée |
| V₇ | 4 | 436,74 | 5,10 | -5263,87 | 1079,57 | -0,26 | 642,5 | 0,92 | 0,13 | 1,34 | 2,89 | Vérifiée |
| V₈ | 4 | 331,04 | 4,73 | -9,37 | 898,60 | -0,25 | 567,3 | 0,88 | 0,12 | 1,31 | 2,89 | Vérifiée |
| V₉ | 4 | 536,02 | 4,4 | 6028,48 | 745,66 | 172,63 | 382,2 | 0,84 | 0,09 | 1,28 | 2,90 | Vérifiée |
| V₁₀ | 4 | 603,59 | 4,13 | 7127,53 | 593,33 | 217,45 | 207,1 | 0,79 | 0,05 | 1,24 | 2,90 | Vérifiée |
| V₁₁ | 4 | 664,69 | 3,90 | 9716,73 | 444,03 | 313,93 | 93,27 | 0,75 | 0,02 | 1,21 | 2,90 | Vérifiée |
| V₁₂ | 4 | 725,61 | 3,73 | 11561,73 | 295,70 | 390,56 | 39,35 | 0,71 | 0,01 | 1,17 | 2,90 | Vérifiée |
| V₁₃ | 2 | 410,34 | 3,60 | 12671,04 | 149,44 | 443,49 | 182,5 | 0,33 | 0,05 | 0,81 | 2,93 | Vérifiée |
| V₁₄ | 2 | 375,21 | 3,53 | 13048,00 | 3,61 | 465,74 | 94,14 | 0,32 | 0,03 | 0,78 | 2,93 | Vérifiée |

Tableau X.2 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

3. CONCLUSION :

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau \leq \bar{\tau}$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme choisie est suffisante du point de vue cisaillement.

À titre indicatif, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- ✓ Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- ✓ Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE XI



**Équipements
de pont**

INTRODUCTION

Les équipements d'un pont jouent un rôle fondamental en assurant le bon fonctionnement ainsi que la durabilité de l'ouvrage, pour cela on a sélectionné un certain nombre entre eux qui doivent être calculé :

- Joints de chaussée.
- Appareil d'appuis.
- Revêtement du tablier.
- Dispositif de retenue.
- Corniche (qui joue un rôle esthétique).
- Système d'évacuation des eaux.

1. JOINT DE CHAUSSEE :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de circulation au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement à la variation thermique, sismique, fluage et le retrait ainsi que des déformations d'exploitation.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

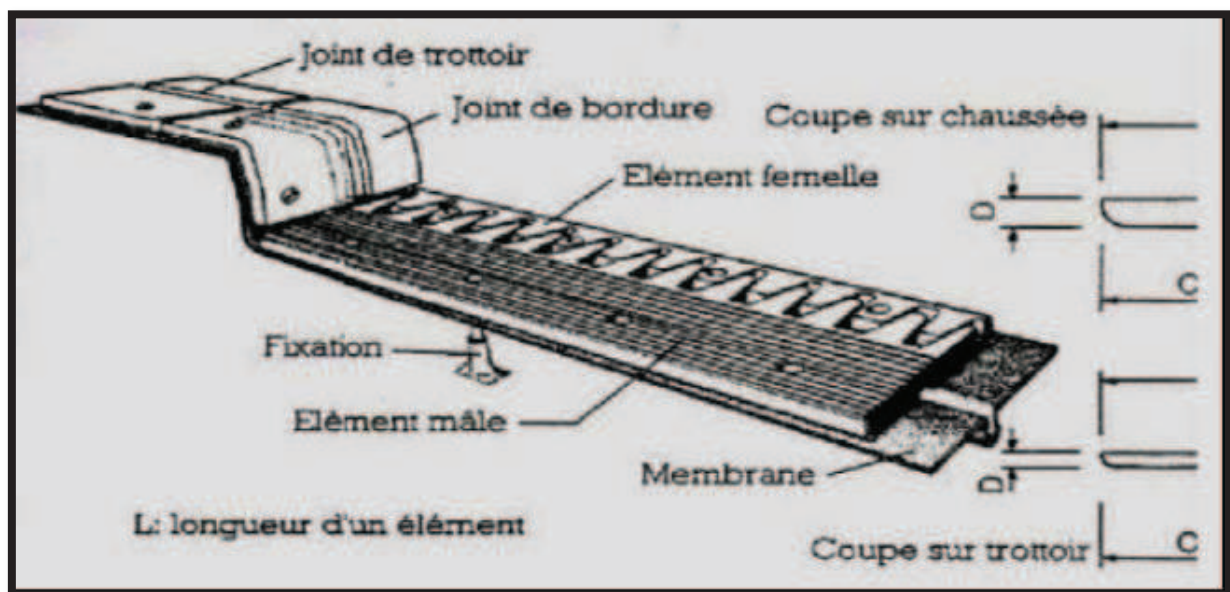


Figure XI.1 : Les différents éléments d'un joint de chaussée.

1.1. Types de joints de chaussée :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.

- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.



Figure XI.2 : Photo réelle d'un joint de chaussée

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique** :

- ✓ Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de hiatus.
- ✓ Absence de bruits et vibrations.

- **Résistance** :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

- **Étanche** :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.

- **Fiable** :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

1.2. **Calcul du souffle des joints** :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle de ces derniers. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

1.2.1. Rotation d'extrémité sous chargement :

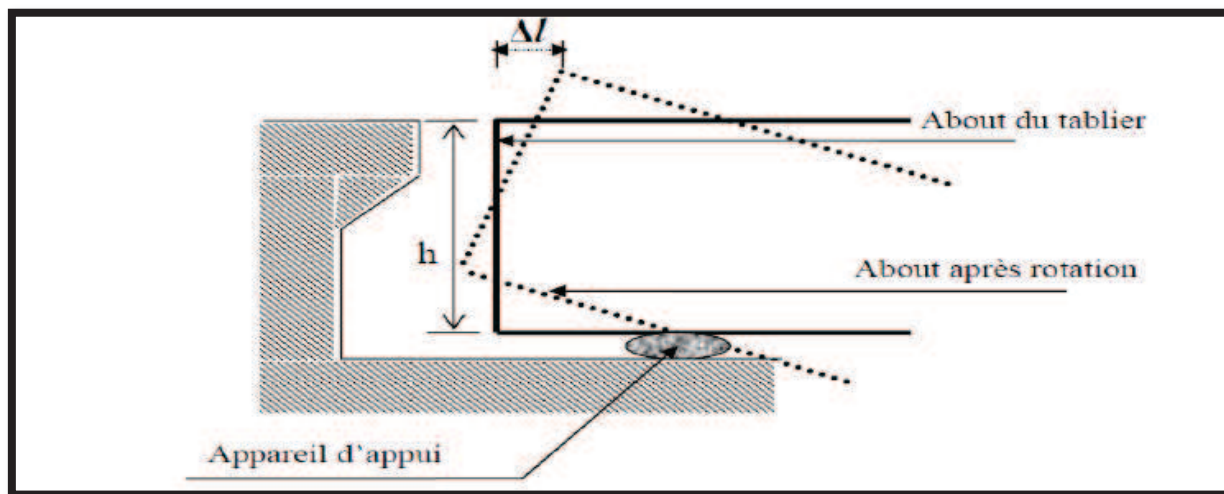


Figure XI.3 : Rotation d'extrémité sous chargement.

La rotation d'extrémité d'une poutre chargée crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal :

$$\Delta l = h \times \text{tg } \alpha$$

On accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0,02 rad ce qui crée un déplacement de 7,5cm

1.2.2. Dilatation thermique :

On prend dans ce cas généralement un raccourcissement relatif

Effet de la température ($\Delta T > 0$) est calculée par la formule [Calgaro 2000].

$$\frac{\Delta l}{L/2} = \lambda \times \Delta T$$

Avec :

L : étant la longueur du tablier = 660m

coefficient de dilatation = 10^{-5} (cas des ouvrages en béton précontraint).

$\Delta T = +12^\circ\text{C}$.

Pour notre cas $\frac{L}{2} = 330 \text{ m}$

$$\Delta l_{\text{thermique}} = 3,96 \text{ cm}$$

- Effet de la température ($\Delta T < 0$)

Dans ce cas la variation de température égale à -10°C .

Donc :

$$\Delta l_{\text{thermique}} = -3,3 \text{ cm}$$

1.2.3. Retrait :

$$\frac{\Delta l}{L/2} = \epsilon_r$$

Avec :

$\epsilon_r = 3,5 \times 10^{-5}$ Dans les zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou).

Pour notre cas $\frac{L}{2} = 330 \text{ m}$ \longrightarrow $\Delta l_{\text{retrait}} = 1,15 \text{ cm}$

1.2.4. Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On prend en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{L/2} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3

Pour notre cas $\frac{L}{2} = 330 \text{ m}$ \longrightarrow $\Delta l_{\text{fluage}} = 9,9 \text{ cm}$

Donc le Δl sous les phénomènes précédents égale à : $\Delta l_{\text{total}} = 19,21 \text{ cm} = W_d$

1.3. Type de joint choisi :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussées, on constate que pour un souffle de 16,48 cm il faut considérer la famille de joints appelée W_d (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.

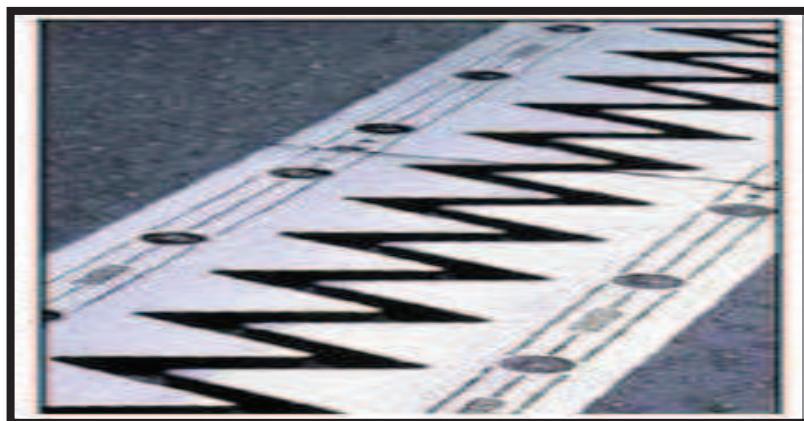


Figure XI.4 : Joint du type W_d (souffle moyen).

| Type | Droit (100gr) | 80 gr | 60 gr | 40 gr | 30 gr |
|-------------|---------------|------------|------------|-----------|-----------|
| Wd60 | 60 | 61 | 71 | 66 | 67 |
| Wd80 | 80 | 84 | 92 | 85 | 86 |
| W110 | 110 | 116 | 104 | 92 | 90 |
| Wd160 | 160 | 169 | 158 | 141 | 139 |
| Wd230 | 230 | 185 | 127 | 102 | 97 |

Tableau XI-1 : Différents modèles des joints W_d .

| Type | A _{min} | A _{max} | B _{min} | B _{max} | C _{min} | C _{max} | D _{min} | D _{max} | H | E | L | F | P (KN) | N |
|-------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------|------------|------------|-----------|------------|----------|
| Wd60 | 65 | 125 | 185 | 245 | 125 | 185 | 20 | 80 | 55 | 200 | 200 | 52,5 | 65 | 5 |
| Wd80 | 90 | 170 | 220 | 300 | 155 | 235 | 30 | 110 | 57 | 200 | 200 | 62,5 | 65 | 6 |
| W110 | 120 | 230 | 300 | 410 | 210 | 320 | 40 | 150 | 82 | 250 | 250 | 85 | 100 | 5 |
| Wd160 | 170 | 330 | 400 | 560 | 290 | 450 | 50 | 210 | 98 | 300 | 280 | 120 | 190 | 4 |
| Wd230 | 240 | 470 | 540 | 770 | 420 | 650 | 70 | 300 | 123 | 350 | 280 | 170 | 190 | 5 |

Tableau XI-2 : Caractéristiques physiques des joints W_d .

- ✓ Dimensions en mm.
- ✓ P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation,
- ✓ N= Nombre de fixations par élément

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de **40 à 150 mm**.

2. APPAREILS D'APPUI :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- ✓ La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- ✓ La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

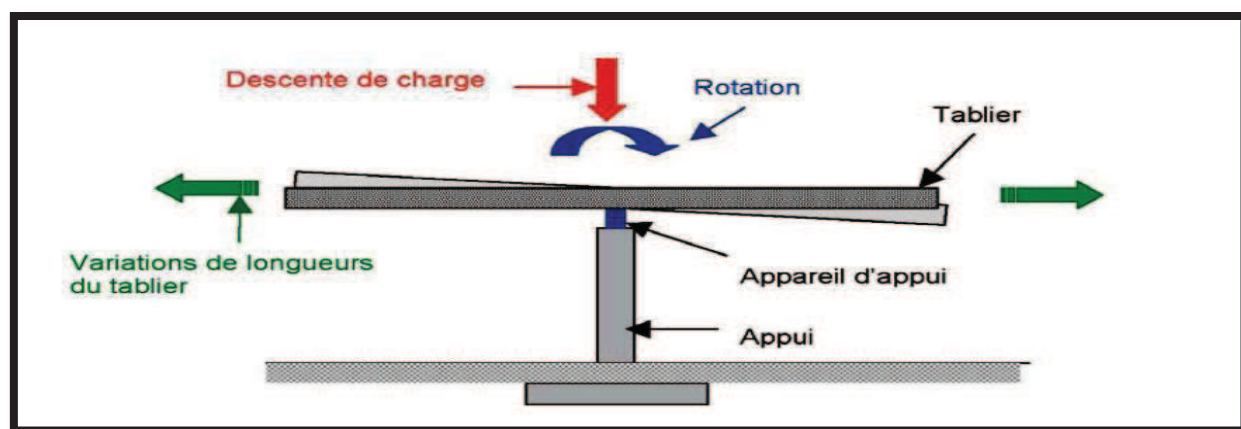


Figure XI.5: Fonction d'un appareil d'appui.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

La durée de vie d'un appareil d'appui est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

3.1. Types d'appareils d'appuis :

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté. (cercle métallique dont on garnit une pièce pour la renforcer)

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons illustrer dans le paragraphe ci.après.

3.2. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi.fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.



Figure XI.6 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

3.2.1. matériaux constituant:

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure suivante :

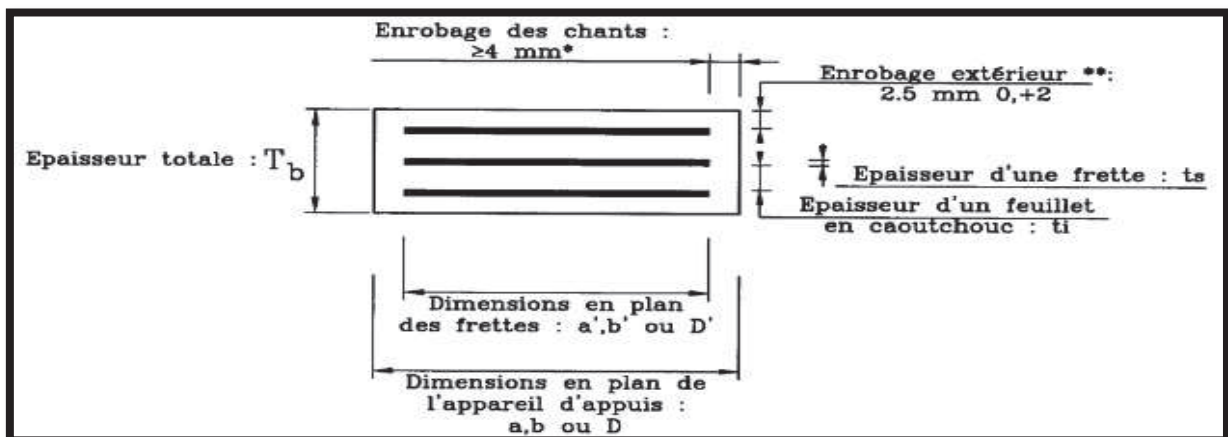


Figure IX.7: Constitution type d'un appareil d'appui de type B.

3.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui (D'après SETRA BT N°4/1974)

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frottement et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

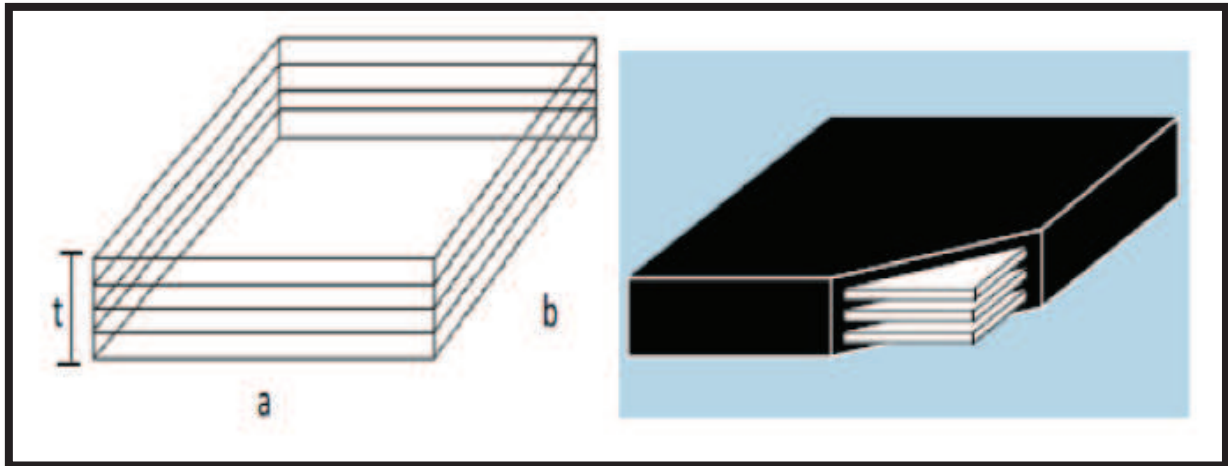


Figure IX.8: Dimension des couches d'appareil d'appui

- **G=0,8MPa** : Le module de déformation transversale pour les ponts routes,
- L'aire **a×b** de l'appareil d'appui doit être telle que on considère que, **a=b**
- **T** : L'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes : **T = n × t**
- **n** : est le nombre de feuillets élémentaires.
- **t** : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire qui égale à **15mm**
- **σ̄=15MPa** Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

3.2.3. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison :

$$\mathbf{G + D240}$$

La valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appuis est de **6952,75t**.

La réaction **R_{max} = 6952,75t** répartir sur quatre appareils d'appuis :

$$\mathbf{R_{max} = \frac{6952,75}{4} = 1738,1875 \text{ t}}$$

$$\mathbf{R_{max} = 1738,1875 \times 10^4 \text{ N}}$$

3.2.4. Compression : Sous réaction verticale :

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\bar{\sigma}_m = \frac{R_{max}}{ab} \leq 15 \text{ MPa}$$

On aura **a×b = 2317580mm²**

Donc : **a = b = 1522,36 mm**

On prend :

$$a=b=1530 \text{ mm}$$

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque Feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3t(a+b)R}{a^2 \times b^2}$$

Donc :

$$\tau_R = \frac{3 \times 15(1530+1530) \times 3476,37 \times 10^4}{1530^2 \times 1530^2} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3476,37 \times 10^4}{1530 \times 1530} = 14,85 < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

3.2.5. Distorsion : Déformation angulaire :

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se Présentent :

1. La déformation U_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, fluage)

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{G \times U_1}{T}$$

Avec :

$G = 0,8 \text{ MPa}$ module de déformation transversale d'élastomère.

$U_1 = 3,96 \text{ cm}$ (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique)

On prend 12 élastomères, donc $T = 15 \times 12 = 180 \text{ mm}$.

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 39,6}{180} = 0,176 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H1} = 0,176 \text{ MPa}$$

2. L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage) provoque U_2 :

L'effort de freinage dû à un camion $Bc = 30t$ est donc $H_2 = \frac{30}{2} = 15 \text{ t}$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{2G \times U_2}{T}$$

$$\tau_{H2} = \frac{150000}{1530 \times 1530} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = 0,06 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2}$$

$$\tau_H = 0,176 + \frac{0,06}{2} = 0,206 \text{ MPa} \longrightarrow$$

$$\tau_H = 0,206 \text{ MPa}$$

3.2.6. Rotation : compression partielle :

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de **0,02 rad**.

α : égale à **0,003 rad**.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0,8}{2} \left(\frac{1530}{180} \right)^2 (0,003 + 0,02) = 0,66 \text{ MPa} \longrightarrow$$

$$\tau_{\alpha T} = 0,66 \text{ MPa}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

3.2.7. La limitation de la contrainte de cisaillement :

- 1^{ère} condition : $\tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G$

$$0,87 + 0,206 + 0,66 = 1,736 \leq 5 \times 0,8 = 4$$

Condition vérifié

- 2^{ème} condition: $\tau_{H1} \leq 0,5G$

$$0,176 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4$$

Condition vérifié

- 3^{ème} condition: $\tau_H \leq 0,7G$

$$0,206 \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56$$

Condition vérifié

- 4^{ème} condition: $\tau_{\alpha T} \leq \tau_R$

$$0,66 \leq 0,87$$

Condition vérifié

3.2.8. La condition de non cheminement et non glissement :

- La condition de non cheminement :

$$\sigma_m \geq 2 \text{ MPa}$$

$$14,85 \geq 2 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

• La condition non glissement

$$H \leq f \times R$$

Avec :

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{14,85} = 0,14$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) a \times b = (0,44 + 0,06) 1530 \times 1530 = 1170450 \text{ N}$$

$$H = 1170450 \text{ N} \leq f \times R = 0,14 \times 34763700 = 4866918 \text{ N}$$

Condition vérifié

3.2.9. Condition de non flambement :

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

D'où :

$$153 \leq 180 \leq 306$$

Condition vérifié

3.2.10. Condition de non soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2 t \times (a+b)} = \frac{1530 \times 1530}{2 \times 15 \times (1530+1530)} = 25,5$$

$$\alpha_T = 0,023 \text{ rad} \leq \frac{3}{25,5} \times \frac{180^2}{1530^2} \times \frac{14,85}{0,8} = 0,03 \text{ rad}$$

Condition vérifié

XI-3-2-10- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

Tel que :

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$ pour l'acier inox.

$$\text{Donc : } t_s \geq \frac{1530}{25,5} \times \frac{14,85}{245} = 3,64$$

On prend : **ts= 4 mm**

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H= n \times t + (n+ 1) t_s = 12 \times 15 + 13 \times 4 = 232 \text{ mm}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

a = b = 1530 mm avec une hauteur de **232 mm** et **12** élastomères.

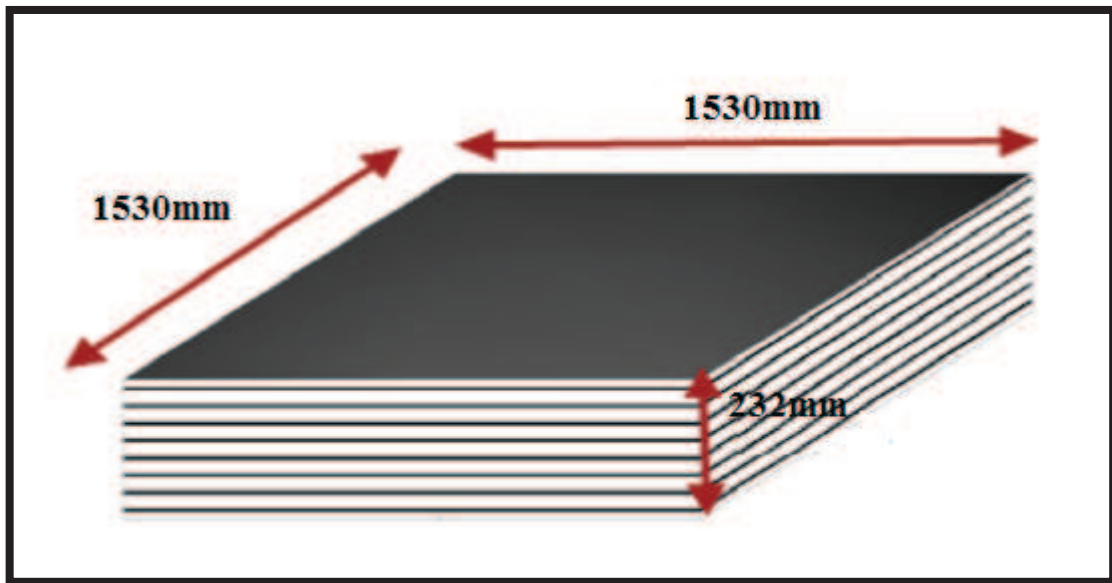


Figure XI.9 : Détail de l'appareil d'appui

3.3. Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

4. Les dés d'appui :

4.1. Fonction des dés d'appuis

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

4.2. Dimensions de dés d'appuis :

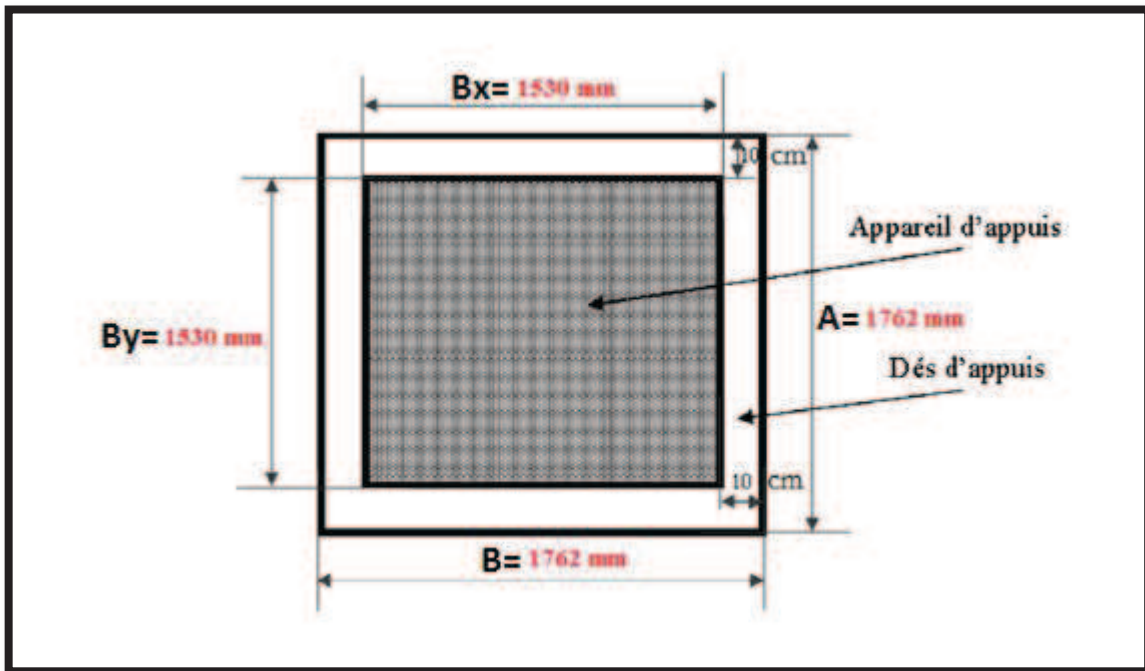


Figure XI.10 : Dimensions en plan du dé d'appuis.

$$A = B_x + 232 = 1530 + 232 = 1762 \text{ mm.}$$

$$B = B_y + 232 = 1530 + 232 = 1762 \text{ mm.}$$

4.3. Ferraillage des dés d'appuis :

Le dé d'appuis est soumis à une compression simple dont la valeur moyenne est égale à :

$$\bar{\sigma}_m = \frac{R_{max}}{ab} = \frac{3476,37 \times 10^4}{1762 \times 1762} = 11,2 \text{ MPa}$$

La section de frettage doit reprendre un effort égal à $0,04 R_{max}$

$$A_c = \frac{0,04 R_{max}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$R_{max} = 3476,37 \text{ t.}$$

$$\sigma_s = (2/3) f_e = 266,67 \text{ MPa.}$$

$$A_c = \frac{0,04 \times 3476,37 \times 100}{266,67} = 52,14 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 11 HA } \Phi 25$$

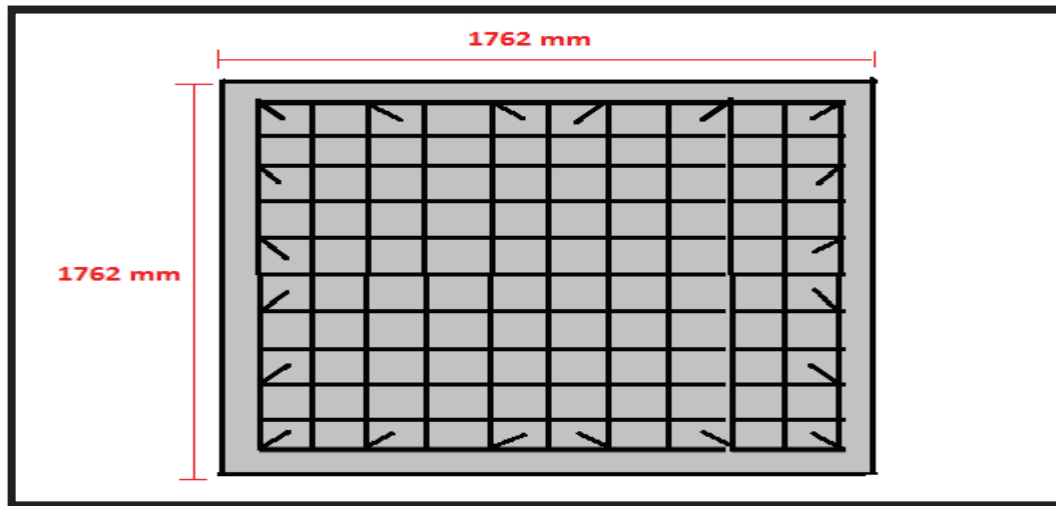


Figure XI.11 : Ferrailage du dé d'appui.

5. LE REVETEMENT DU TABLIER :

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important rôle (protection de la structure, résistance et anti-dérapage). Généralement, le revêtement est d'épaisseur de **8 à 11 cm**, de masse volumique de **2,4 t/m³** avec une variation de **± 20%** dû au rechargement ultérieure ou aux irrégularités des extradoss du tablier.



Figure X.11: Revêtement du tablier.

5.1. Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales.

D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- Étanchéité à base **d'asphalte coulé**, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas).
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes).
- Étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte.
- Étanchéité par moyen haute cadence. *
-

5.2. Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m^3 à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds. La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

6. DISPOSITIFS RETENUE :

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue les gardes corps, les glissières, les barrières et les séparateurs.

6.1. Les glissières de sécurité :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



Figure XI.12 : photo d'une glissière de sécurité

6.2. Le garde-corps :

Ils ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

6.3. L'éclairage :

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

7. CORNICHES :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.



Figure XI.13 : Corniches préfabriquées sur chantier.

8. ÉVACUATION DES EAUX :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers ». Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à **2%** (pour notre cas on a une pente transversale unique de **2,5%** « cas de chaussée unidirectionnelle »).

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre **20** et **30 m**.

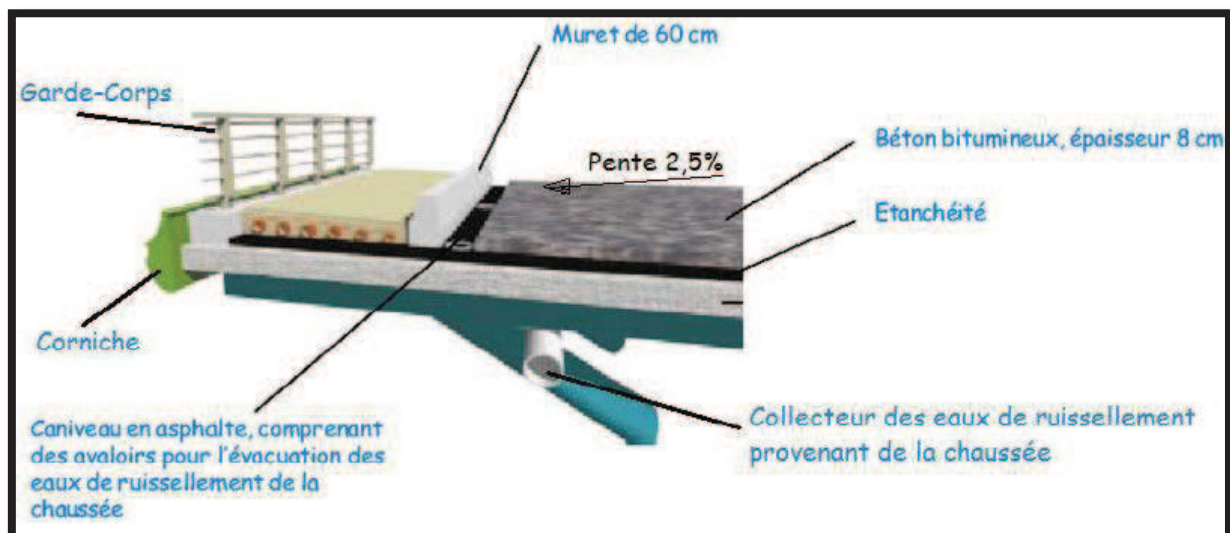



Figure XI.14 : Les équipements du pont.

9. CONCLUSION :

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.



**Conclusion
générale**

Conclusion générale :

Dans notre projet de fin d'études nous avons eu les connaissances la conception et les techniques de réalisation d'un tablier à voussoirs, en commençant par la présentation et la situation de notre ouvrage, ensuite nous avons retenu le choix d'un tablier de pont construit en encorbellement successifs qui nous a apparu plus adéquat pour cette gamme des portées.

Après nous avons défini les différents matériaux à utiliser dans notre ouvrage et on a déterminé les charges et surcharges ainsi calculées les efforts maximaux pour la phase en construction puis à l'aide de logiciels du robot structural qu'est un outil de modernisation d'analyse et de dimensionnement de différents types de structures nous avons modélisé notre pont, puis déterminer les efforts maximaux en phase de service.

Par la suite nous avons dimensionné la précontrainte à partir des sollicitations maximales qui résultent la combinaison la plus défavorable. Les câbles de la précontrainte sont mis en tension suivant les phases de construction (câbles de fléau et continuité), après cela nous avons vérifié les pertes de précontrainte en évaluant les pertes instantanées et différées par rapport à celles estimées initialement, nous avons aussi vérifié les contraintes normales et tangentielles par rapport aux contraintes admissibles.

Notre projet est le couronnement de cinq années d'études, il a permis de tester et de compléter les connaissances déjà acquises et de les réduire en phase pratique en matière d'apport personnel, ce projet nous a été extrêmement bénéfique, il nous a permis d'approfondir et enrichir nos connaissances afin d'intégrer avec assurance et confiance le monde professionnel.

Nous espérons que le présent mémoire aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés et qu'il sera bénéfique pour les promotions futures.

Bibliographie :

Ouvrage :

- **[Réf.1] : Fascicule n° 6I titre I section II:** « Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limite- BPEL 91 révisé 99 »
- **[Réf.2] : Bulletins techniques de la SETRA :** « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003».
- **[Réf.3] : Document technique règlementaire :** « Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA) » (Edition 2008).
- **[Réf.4] : B.A.E.L 91 modifiée 99 et DTU associés :** JEAN-PIERRE-MOUGIN « Edition 2000 » ;
- **[Réf.5] : Pratique du B.A.E.L 91 cours et exercices corrigées** « JEAN PERCHAT, JEAN ROOX »
- **[Réf.6] : Guide métrologique de la SETRA** Enrocades 3 et 4 application aux ponts- route mixtes acier-béton, édition 2007
- **[Réf.7] : Conception des ponts :** « cours de l'école nationale des ponts et chaussées »

Sites Internet :

- **[Réf.8]:** www.setra.fr
- **[Réf.9] :** www.freyssinet.com
- **[Réf.10] :** www.techniques-ingenieur.fr

Thèses :

- **[Réf.11] : Projet de fin d'études** « Analyse de la fissuration des bétons et des techniques de mise en œuvre en vue d'optimiser la réalisation, réalisé par LISSANDRE Laure de Strasbourg
- **[Réf.12] :** Mémoire de fin d'étude de conception et étude d'un tablier de pont construit en encorbellements successifs encadré par Mr H .HAMMOUM PROMOTION 2011

Logiciels :

- Auto CAD 2009
- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010.